



**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI  
FEDERICO II**

Dottorato di Ricerca in  
INGEGNERIA GEOTECNICA

XXIII CICLO

Coordinatore

Prof. Claudio Mancuso

Antonella Cantone

**COMPORTAMENTO DI SCAVI PROFONDI IN AMBIENTE URBANO**

RELATORE

Prof. Alessandro Mandolini

---

## RINGRAZIAMENTI

Un lavoro così articolato, basato sulla disponibilità di numerosi dati sperimentali accuratamente e continuamente raccolti nel corso di attività che si sono prolungate negli anni, non può ovviamente essere unicamente associato a chi, per casualità, si trova nella fortunata posizione di poterne riferire in maniera “ufficiale” attraverso una Tesi di Dottorato. Molto più obiettivamente, tali meriti devono essere ripartiti tra le varie persone che, negli anni, hanno contribuito a che tutto ciò fosse reso possibile.

Desidero ringraziare la Metropolitana di Napoli S.p.A., rappresentata dal Presidente ing. Giannegidio Silva, e le Imprese Pizzarotti S.p.A e SudMetro S.c.a.r.l., rispettivamente responsabili dei lavori presso i cantieri della stazione Garibaldi e delle stazioni Municipio e Duomo della Linea 1. La disponibilità e l’impegno di persone appartenenti alle suddette società mi hanno consentito una non comune crescita tecnica e scientifica.

Un particolare e sincero ringraziamento va agli ingg. Mario Barbati e Giuseppe Annunziata della Pizzarotti S.p.A. e agli ingg. Mario Carastro, Emilio Caputo e Andrea Verrone della SudMetro S.c.a.r.l. per aver accolto la continua richiesta di ampliamento del sistema di monitoraggio, di raccolta delle misure e di chiarimenti sulle specifiche problematiche esecutive.

Di particolare importanza è stato anche il contributo del prof. Victor De Mello dell’Università di San Paolo in Brasile e del suo collaboratore ing. Werner Bilfinger, grazie ai quali è stato possibile arricchire il database delle case histories attraverso i dati raccolti nel corso dei lavori di ampliamento delle Metropolitane di San Paolo e di Rio de Janeiro.

Soprattutto, ringrazio: il prof. Alessandro Mandolini, per la contagiosa passione per la Geotecnica e per l’insospettata, infinita pazienza; il mio splendido gruppo di lavoro: Barbara Bitetti, Luca de Sanctis, Raffaele Di Laora, Nicola Torromacco e Francesca Valentino; la mia famiglia.

Infine ringrazio te, Gianni, amore mio, *“perché non sono, quando non ci sei”* .

# **INDICE**

## **Premessa**

### **Capitolo 1. Spostamenti indotti da scavi profondi a cielo aperto**

- 1.1 Introduzione
- 1.2 Fattori che influenzano gli spostamenti del terreno
- 1.3 Metodi per stimare gli spostamenti
  - 1.3.1 Metodi empirici
  - 1.3.2 Metodi semi-empirici
  - 1.3.3 Metodi numerici
- 1.4 Movimenti del terreno durante l'installazione dell'opera di sostegno

### **Capitolo 2. Le stazioni Garibaldi, Duomo e Municipio della Tratta Bassa della Linea 1 della Metropolitana di Napoli**

- 2.1 Introduzione
- 2.2 La Tratta Bassa
  - 2.2.1 Geologia dei luoghi
  - 2.2.2 Profilo stratigrafico dei terreni attraversati
  - 2.2.3 Caratteristiche geotecniche dei terreni
  - 2.2.4 Descrizione delle opere
- 2.3 La Stazione Garibaldi
  - 2.3.1 Geometria dello scavo
  - 2.3.2 Stratigrafia e caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati
  - 2.3.3 Cronologia delle lavorazioni
  - 2.3.4 Piano di misure e controlli
  - 2.3.5 Risultati salienti
  - 2.3.6 Osservazioni
- 2.4 La Stazione Municipio
  - 2.4.1 Geometria dello scavo
  - 2.4.2 Stratigrafia e caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati
  - 2.4.3 Cronologia delle lavorazioni
  - 2.4.4 Piano di misure e controlli
  - 2.4.5 Risultati salienti
- 2.5 La Stazione Duomo

### **Capitolo 3. Analisi a ritroso dei comportamenti osservati durante lo scavo dei pozzi stazione “Garibaldi” e “Municipio” della Linea 1 della Metropolitana di Napoli**

- 3.1 Introduzione
- 3.1 Descrizione delle analisi eseguite
- 3.2 Stazione Garibaldi
  - Risultati delle analisi di tipo A*
  - Risultati delle analisi di tipo B*
- 3.3 Stazione Municipio

### **Capitolo 4. Elaborazione di dati empirici**

- 4.1 Introduzione
- 4.2 Elaborazione dei dati sperimentali
- 4.3 Considerazioni sui metodi empirici

### **Tabelle**

### **Conclusioni**

### **Bibliografia**



## PREMESSA

Il presente lavoro di tesi è incentrato sul tema del comportamento di scavi a cielo aperto in ambiente urbano, con particolare riferimento agli spostamenti delle strutture perimetrali di sostegno e del terreno a monte. In contesti edificati infatti, il controllo degli spostamenti è di fondamentale importanza per ridurre il più possibile il rischio di effetti indesiderati sulle strutture preesistenti.

Il tema è senz'altro di notevole attualità, basti pensare all'esigenza che accomuna tutti i principali centri urbani, ormai da qualche decennio, di recuperare in sotterraneo gli spazi che in superficie cominciano a scarseggiare, ad esempio disincentivando l'uso del trasporto su gomma a favore di quello su ferro, attraverso la costruzione di nuove linee metropolitane o l'ampliamento di quelle esistenti. Di qui l'interesse sempre crescente rivolto dal mondo scientifico e tecnologico al settore degli scavi profondi, al fine di perfezionare i criteri di progetto e sviluppare tecniche esecutive innovative.

La finalità della tesi è quella di apportare un contributo alla ricerca in termini di affinamento delle capacità di previsione ed interpretazione del comportamento di scavi profondi, sia attraverso la raccolta e l'elaborazione di casi studio disponibili nella letteratura scientifica sia mediante l'osservazione diretta e l'analisi del comportamento di opere in vera grandezza. Con riferimento al secondo punto (osservazione di opere in vera grandezza), le misure riportate sono state raccolte nell'ambito di Convenzioni di Ricerca stipulate tra il Dipartimento di Ingegneria Civile della Seconda Università degli Studi di Napoli e le ditte impegnate nella costruzione di tre stazioni della Tratta Bassa della Linea 1 della Metropolitana di Napoli: Municipio, Duomo e Garibaldi.

I tre pozzi stazione ricadono in terreni incoerenti; per tale motivo, anche nello studio della letteratura ci si è soffermati sulle pubblicazioni relative a scavi in terreni di elevata permeabilità.

Le misure raccolte hanno messo in luce come l'accresciuta sensibilità al problema degli spostamenti prodotti al contorno degli scavi, sia in fase di progetto sia in fase esecutiva (grazie anche alle innovazioni tecnologiche introdotte negli ultimi decenni), renda necessaria una rivisitazione dei tradizionali metodi empirici di previsione, rivisitazione che non potrebbe che partire da una migliore comprensione delle relazioni tra i comportamenti osservati, le caratteristiche tipologiche delle opere esaminate e le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati.

Inoltre, attraverso un codice di calcolo agli elementi finiti 2D, sono state eseguite analisi a ritroso dei comportamenti esibiti dai pozzi stazione Garibaldi e Municipio della Tratta Bassa, esplorando in particolare l'influenza esercitata dai valori di rigidezza assegnati ai terreni attraversati e gli effetti delle variazioni dello stato tensionale prodotte in fase di realizzazione delle opere di contenimento.

## CAPITOLO 1. SPOSTAMENTI INDOTTI DA SCAVI PROFONDI A CIELO APERTO

### 1.1 INTRODUZIONE

Il requisito fondamentale che uno scavo di grandi dimensioni deve possedere è senz'altro un adeguato margine di sicurezza rispetto a condizioni di collasso che ne possano interessare le pareti ed il fondo. Pertanto, il primo obiettivo che ci si prefigge nel progetto è quello di garantire, durante tutte le fasi dell'approfondimento, il soddisfacimento delle verifiche agli stati limite ultimi di natura geotecnica, idraulica e strutturale che potrebbero interessare l'opera.

In un contesto urbanizzato, tuttavia, bisogna ritenere parimenti importante il controllo degli spostamenti prodotti dalle operazioni di scavo; infatti, deformazioni eccessive delle opere di sostegno e conseguentemente del terreno a tergo possono avere ripercussioni indesiderate sulle preesistenze, compromettendone la funzionalità o addirittura la stabilità.

Gli spostamenti sono l'effetto delle variazioni di stato tensionale indotte nel sottosuolo

- dall'installazione delle opere di sostegno,
- dall'asportazione del terreno,
- dai moti di filtrazione che si determinano allorché all'interno dello scavo la falda venga abbattuta per poter operare all'asciutto.

A scopo esemplificativo, in Figura 1.1 sono riportati i percorsi di sollecitazione di quattro elementi di terreno (A, immediatamente a tergo del diaframma; B, immediatamente a valle del diaframma; C, al di sotto del fondo scavo e ad una certa distanza dalla paratia e D, al di fuori dell'area di scavo e lontano dal diaframma) durante uno scavo in argilla sovraconsolidata, sotto falda, sostenuto da un diaframma in c.a. (Gaba et al, 2002).

Le variazioni di stato tensionale e deformativo che ciascuno dei quattro elementi subisce a breve ed a lungo termine sono riassunte in Tabella 1.1.

Con riferimento ai due elementi di terreno più prossimi al diaframma di contenimento, rispetto alle condizioni geostatiche,

- l'elemento A subisce un incremento della tensione efficace verticale  $\sigma'_v$  ed un decremento della tensione efficace orizzontale  $\sigma'_h$  fino a raggiungere la rottura per stato attivo;
- l'elemento B subisce un decremento della tensione efficace verticale  $\sigma'_v$  ed un incremento della tensione efficace orizzontale  $\sigma'_h$  fino a raggiungere la rottura per stato passivo.

Quanto più l'elemento B, durante una generica fase di scavo, si approssima all'involuppo di rottura per stato passivo, tanto più il rischio di fenomeni di rottura locale è elevato, gli spostamenti orizzontali del terreno al di sotto del fondo scavo diventano eccessivi e di conseguenza aumentano la grandezza e l'estensione dei cedimenti al piano campagna.

Nel presente capitolo, dopo aver brevemente richiamato i fattori che maggiormente influenzano l'entità degli spostamenti al contorno di uno scavo, sono illustrati i metodi di previsione ad oggi disponibili.

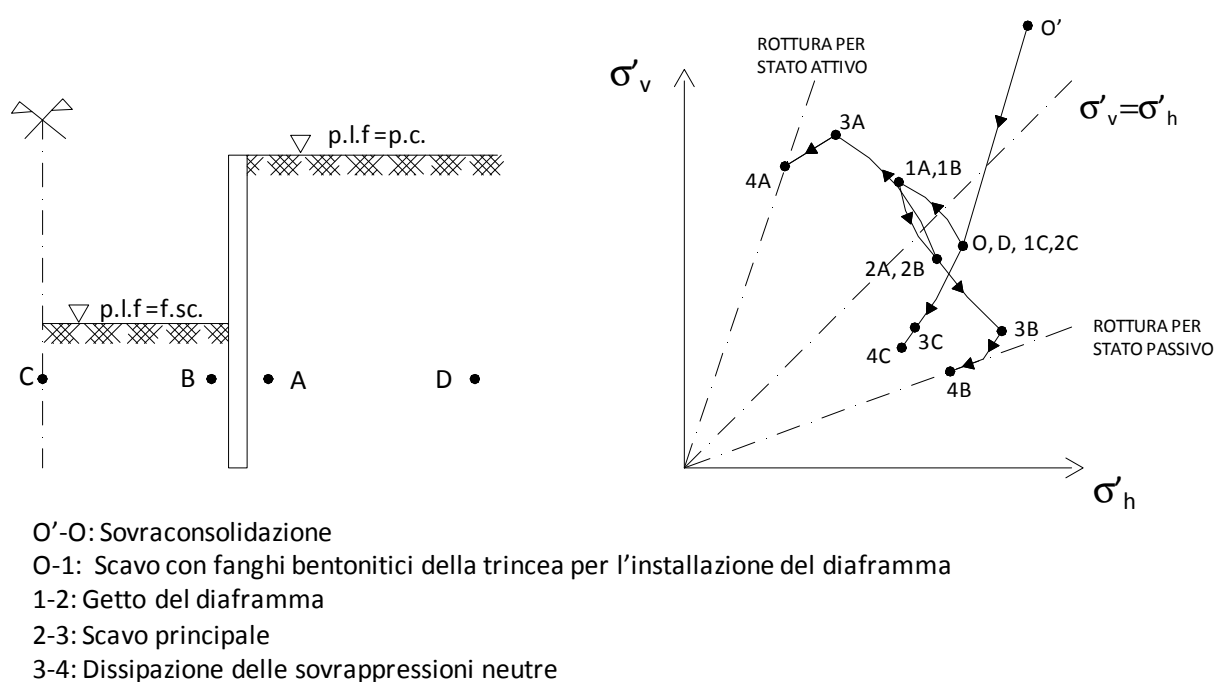


Figura 1.1 Variazioni di stato tensionale al contorno di uno scavo sostenuto da un diaframma

	Elemento A	Elemento B	Elemento C	Elemento D
<b>Tensione verticale totale durante lo scavo</b>	Costante	Decrescente	Decrescente	Invariata
<b>Tensione orizzontale totale durante lo scavo</b>	Decrescente	Decrescente per effetto dello scarico, crescente per effetto dello spostamento del diaframma	Decrescente	Invariata
<b>Pressione neutra durante lo scavo</b>	Decrescente	Decrescente	Decrescente	Dipende dalla permeabilità del terreno
<b>Pressione neutra a lungo termine</b>	Crescente	Crescente	decrescente	Dipende dalla permeabilità del terreno
<b>Deformazione a breve ed a lungo termine</b>	Compressione verticale	Estensione verticale	Estensione verticale	Incognita

Tabella 1.1 Variazioni dello stato tensionale efficace, a breve ed a lungo termine, per i quattro elementi di terreno indicati in figura 1.1

## 1.2 FATTORI CHE INFLUENZANO GLI SPOSTAMENTI DEL TERRENO

L'entità degli spostamenti che si determinano per effetto delle variazioni di stato tensionale indotte dallo scavo dipende da numerosi fattori, ciascuno dei quali può giocare un ruolo più o meno importante a seconda dei casi; nel seguito sono elencati i fattori che si possono ritenere di maggior rilievo.

- **Proprietà del terreno**

Le proprietà del terreno che influenzano maggiormente gli spostamenti sono la rigidità e la resistenza. Già il ben noto abaco dei profili di subsidenza normalizzati rispetto all'altezza di scavo, proposto da Peck nel 1969 (Figura 1.2), mostrava come l'entità e

l'estensione della subsidenza a tergo della struttura di sostegno è minore per scavi in terreni dotati di maggiore rigidità (terreni granulari ed argille consistenti). Anche le caratteristiche di resistenza dei terreni hanno però un ruolo importante nella determinazione degli spostamenti: i terreni sono maggiormente suscettibili di spostamento se privi di coesione, ancor di più in presenza di acqua; fenomeni locali di mobilitazione della resistenza passiva a valle di una paratia possono determinare spostamenti elevati a monte; infine, è ben nota la relazione empirica tra il rischio di sollevamento del fondo (espressa in termini di numero di stabilità  $N = \gamma H / c_u$ ) e l'entità e la velocità degli spostamenti delle opere di contenimento di scavi in argilla determinata nel 1981 da Mana e Clough (

Figura 1.3).

Vale la pena osservare che in alcuni casi anche l'anisotropia e la storia tensionale dei depositi attraversati dallo scavo possono avere un ruolo importante nella definizione degli spostamenti.

Ad esempio, per le argille fortemente sovraconsolidate, caratterizzate da un elevato coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ , gli spostamenti del terreno possono essere considerevoli anche in corrispondenza di profondità di scavo modeste (Potts & Fourie, 1984).

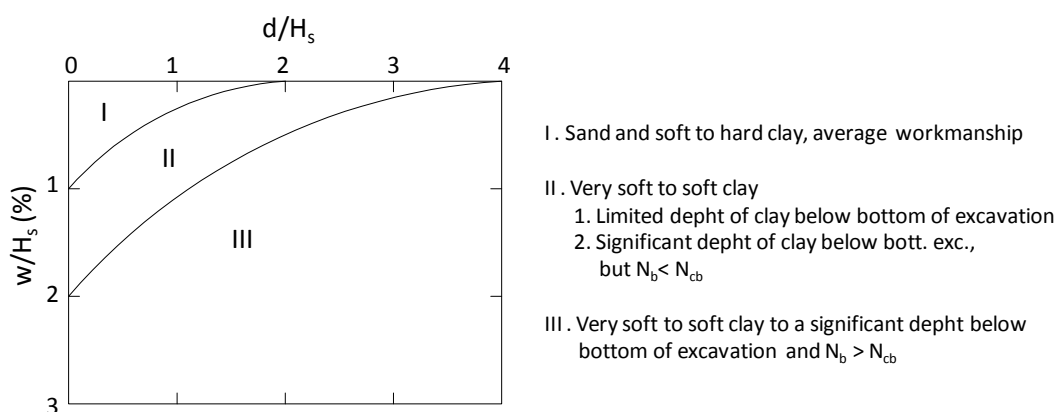


Figura 1.2 Profili di subsidenza normalizzati rispetto all'altezza di scavo (Peck, 1969)

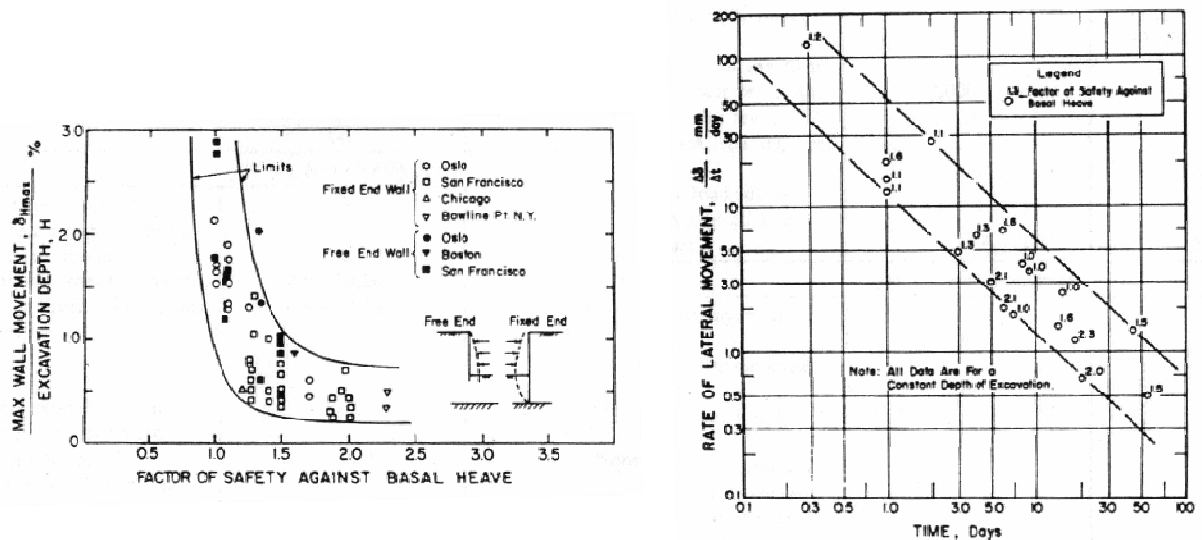


Figura 1.3 Relazione empirica tra il numero di stabilità  $N = \gamma H/c_u$  e gli spostamenti delle strutture di sostegno di scavi in argilla, sostenuti da palancole metalliche o paratie di pali, libere o fisse al piede, dotate di più livelli di puntoni (Mana e Clough 1981)

#### ▪ Condizioni idrauliche

In presenza di una falda acquifera, in genere, gli spostamenti prodotti dalle operazioni di scavo sono maggiori.

Se l'opera di sostegno è infissa in uno strato impermeabile, l'estrazione di acqua dallo scavo non produce moti di filtrazione e l'incremento degli spostamenti si giustifica semplicemente con il mancato equilibrio tra la spinta idrostatica a monte ed a valle della struttura stessa.

In assenza di uno strato di base impermeabile, invece, si innesca nell'intorno dello scavo un moto di filtrazione diretto da monte verso valle. Di conseguenza, a tergo delle opere di contenimento, le pressioni neutre si riducono, le tensioni verticali efficaci aumentano ed i cedimenti crescono. A valle delle opere di sostegno, invece, le pressioni neutre aumentano, le tensioni verticali efficaci si riducono e la resistenza passiva può abbattersi in maniera talvolta significativa; in tal caso, possono avere luogo fenomeni di rottura locali, che producono spostamenti orizzontali del terreno al di sotto del fondo scavo e, in ultima analisi, un ulteriore abbassamento del piano campagna.

#### ▪ Geometria dello scavo

La geometria di uno scavo influenza sia l'entità sia la distribuzione degli spostamenti al contorno ed al di sotto dello scavo stesso. A parità di ogni altra condizione (proprietà del terreno, condizioni idrauliche, etc.) quanto più grande è l'altezza di scavo  $H$  tanto

maggiori sono gli spostamenti orizzontali dell'opera di sostegno verso lo scavo, i cedimenti e l'estensione del profilo di subsidenza del terreno a tergo. Non a caso, nella letteratura tecnico scientifica, i valori attesi per tali grandezze sono spesso espressi in percentuale di H.

Anche le dimensioni e la forma in pianta dello scavo influenzano gli spostamenti. Se la pianta è particolarmente allungata, si può assumere che in prossimità della mezzeria si verifichino condizioni piane di deformazione ed usualmente si ritiene che il volume di terreno che si sposta orizzontalmente verso lo scavo, per unità di lunghezza della paratia, coincida con il volume di terreno che si sposta verticalmente a piano campagna, sempre per unità di lunghezza della paratia. Al contrario, in prossimità degli spigoli, gli spostamenti sia orizzontali che verticali si riducono per effetto 3D .

### ▪ **Rigidezza del sistema di sostegno**

La rigidezza della struttura di sostegno costituisce un fattore importante nella determinazione delle deformazioni al contorno di uno scavo.

Infatti, numerose osservazioni sperimentali, ma anche diversi studi parametrici dell'interazione terreno-paratia condotti utilizzando sia il modello a molle di Winkler sia il metodo degli elementi finiti, mostrano che, con riferimento ad una generica sezione dello scavo, l'area sottesa dal profilo di subsidenza è approssimativamente uguale all'area sottesa dalla deformata della paratia. Nel caso generale di una paratia dotata di diversi livelli di vincolo, la configurazione deformata è il frutto delle deformazioni precedenti all'installazione dei vincoli, delle deformazioni che si determinano tra un livello di vincolo e l'altro una volta che questi siano stati installati e, infine, della deformazione dei vincoli stessi.

Si può dunque concludere che la subsidenza a tergo delle opere di sostegno si riduce al crescere della rigidezza del sistema di supporto e che a determinare la rigidezza del sistema di supporto contribuiscono:

- la rigidezza della paratia,
- la rigidezza di eventuali vincoli (tiranti, puntoni),
- l'interasse verticale tra questi
- la profondità di infissione della paratia al di sotto del fondo scavo.

In Figura 1.4 è riportata, a titolo un esempio, la relazione tra il massimo spostamento laterale della struttura di sostegno, il coefficiente di sicurezza rispetto al sollevamento del



fondo ed il parametro di flessibilità del sistema di supporto  $EI/\gamma_w h^4$  proposta per scavi in argilla da Clough, Smith e Sweeney (1989).

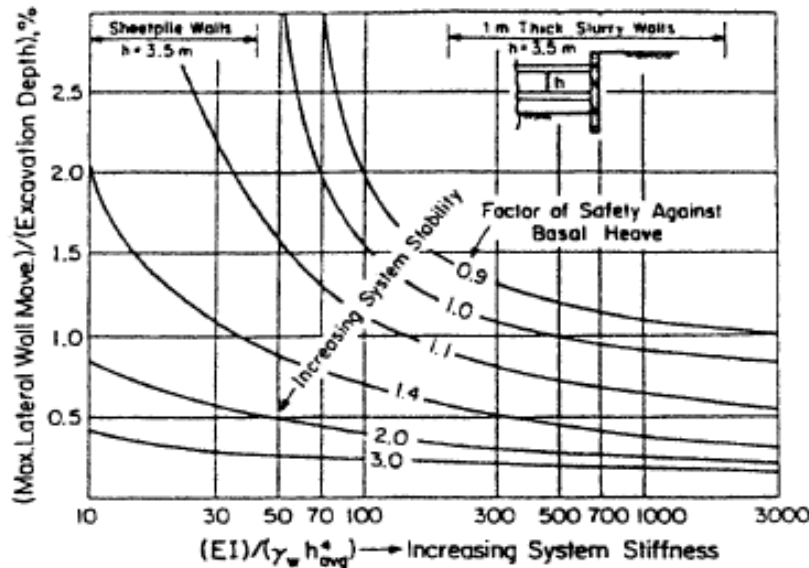


Figura 1.4 Relazione tra il massimo spostamento laterale della struttura di sostegno, il coefficiente di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo ed il parametro di flessibilità  $EI/\gamma_w h^4$  per scavi in argilla (Clough, Smith e Sweeney, 1989)

Anche la pre-sollecitazione dei vincoli può contribuire a ridurre i cedimenti del piano campagna.

Nel caso dei tiranti, la pre-tensione (normalmente pari allo sforzo previsto a fine scavo o leggermente superiore, per prevenire perdite di carico dovute al creep o allo scorrimento) ha un effetto benefico solo se il bulbo di ancoraggio ricade oltre il volume di terreno che risente dell'effetto dello scavo (indicativamente il cuneo di spinta teorico di Coulomb, inclinato di  $45^\circ + \phi/2$  sull'orizzontale); se ciò non avviene, la riduzione degli spostamenti che si riesce ad ottenere è modesta.

Per quanto riguarda i puntoni, l'esperienza ha mostrato che la precompressione ha effetti positivi sulla riduzione dei cedimenti nel caso di scavi terreni granulari ed argille di buona consistenza, sostenuti da pareti relativamente rigide (O'Rourke, 1981). Infatti, il pre-carico (solitamente non superiore al 50% del valore atteso in esercizio) irrigidisce non solo i puntoni, ma anche il terreno a tergo della paratia, grazie all'effetto scarico-ricarico che si ha all'atto della pre-compressione dei puntoni di un dato livello prima (scarico) e dei livelli successivi poi (ricarico).

### ▪ **Metodi di costruzione e abilità della manodopera**

Assegnate che siano le dimensioni dello scavo, le proprietà dei terreni attraversati e le condizioni idrauliche al contorno, gli spostamenti prodotti dall'approfondimento sono influenzati dal metodo di costruzione scelto, dalla tecnica di realizzazione del sistema di supporto perimetrale e dall'abilità della manodopera.

In genere, quando la profondità dello scavo è considerevole, è necessario supportare le opere di sostegno con uno o più livelli di vincoli. Il metodo di costruzione classico (metodo bottom-up, nella terminologia anglosassone) prevede l'installazione di vincoli temporanei in fase di approfondimento e la realizzazione della struttura definitiva in fase risalita, a scavo ultimato.

In alternativa, si può procedere alla costruzione degli impalcati di piano della struttura definitiva man mano che si approfondisce lo scavo (metodo top-down), provvedendo allo smarino attraverso asole appositamente realizzate; quando gli impalcati non garantiscono un grado di vincolo sufficiente, ad esempio per la presenza di strati profondi di terreno particolarmente scadente, di sovraccarichi trasmessi dalle fondazioni di edifici prossimi allo scavo o di elevati valori dell'interpiano, si ricorre, sempre in fase di approfondimento, a puntoni o tiranti integrativi.

Anche se le osservazioni sperimentali fino ad oggi raccolte non permettono di affermare che il metodo top-down sia nettamente più efficace di quello tradizionale nel ridurre gli spostamenti al contorno dello scavo, sono indiscutibili alcuni suoi vantaggi, quali la maggiore continuità del vincolo rispetto al caso in cui si ricorra a puntoni o tiranti e l'eliminazione degli spostamenti ulteriori che si verificano all'atto della sostituzione dei vincoli temporanei con quelli definitivi.

Gli spostamenti sono influenzati anche dal tipo di opera di sostegno perimetrale adottato e dalla tecnica di installazione scelta: verosimilmente, uno scavo sostenuto da una palancolata darà luogo a spostamenti maggiori di uno sostenuto da un diaframma continuo in c.a. e, nel caso della palancolata, bisogna tener presente che l'installazione di pali a percussione o per vibro-infissione può essere essa stessa fonte di spostamenti, specialmente nei terreni granulari.

Numerose pubblicazioni testimoniano, infine, che per quanto le scelte progettuali relative alle tecniche costruttive ed ai materiali da utilizzare possano essere corrette, spesso è la non corretta esecuzione delle lavorazioni a determinare spostamenti eccessivi del terreno durante lo scavo, se non il collasso dell'opera.

Tra le “cattive abitudini” che tipicamente costituiscono una fonte di ulteriori spostamenti vanno annoverate, senz’altro, la ritardata posa in opera dei puntoni o dei tiranti, il sovrascavo, il disassamento dei pali o dei pannelli, le venute d’acqua attraverso le perforazioni per l’alloggiamento degli ancoraggi o attraverso i giunti delle opere di sostegno (che tipicamente comportano anche perdite di terreno), il sovraccarico eccessivo determinato dalla presenza di materiali accumulati o di macchinari ai bordi dello scavo e le perdite di tensione nei vincoli dovute ad un cattivo fissaggio.

### **1.3 METODI PER STIMARE GLI SPOSTAMENTI**

Le procedure disponibili per la previsione dei movimenti delle strutture di sostegno e del terreno adiacente in condizioni di esercizio possono essere classificate in due categorie: metodi empirici e semiempirici; metodi numerici.

#### **1.3.1 METODI EMPIRICI**

Una valutazione di larga massima dell’entità dei cedimenti da attendersi in prossimità di uno scavo profondo può essere fatta sulla base degli spostamenti misurati in passato per altri scavi, in analoghe condizioni.

Nel seguito è riportata una sintesi delle osservazioni sperimentali pubblicate in Letteratura, più largamente utilizzate nella pratica professionale per la valutazione degli spostamenti su base puramente empirica.

Lo *State of the Art Report* presentato da Peck nel 1969 a Città del Messico, in occasione della *VII International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, costituisce uno dei primi esempi di raccolta sistematica degli spostamenti osservati durante la realizzazione di scavi. Lo studio riguarda 79 scavi, di altezze comprese tra 6 e 22 metri, sostenuti da palancole o “soldier piles”, con uno o più livelli di puntoni o di ancoraggi, in differenti tipi di terreno. Il lavoro di Peck si compendia nel ben noto abaco dei profili di subsidenza normalizzati rispetto all’altezza di scavo, riportato in Figura 1.5 a. L’abaco è suddiviso in tre zone corrispondenti ad altrettante classi di comportamento: la classe (I) comprende gli scavi eseguiti da una manodopera di media qualità, in terreni granulari o in terreni coesivi da teneri a fortemente consistenti; nella classe (II) rientrano gli scavi eseguiti in terreni coesivi da molto teneri a mediamente consistenti, caratterizzati dalla presenza, al di sotto del fondo scavo, di spessori di terreno deformabile modesti oppure elevati ma con un alto coefficiente di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo<sup>1</sup>,

---

<sup>1</sup> La sicurezza rispetto al sollevamento del fondo è espressa in funzione del numero di stabilità:  $N = \gamma H / c_u$

nonchè gli scavi durante i quali si sono prodotti spostamenti imputabili a difficoltà realizzative; alla classe (III), infine, appartengono gli scavi eseguiti in terreni coesivi da teneri a molto teneri, caratterizzati da elevati spessori di terreno deformabile al di sotto del fondo scavo e da un basso coefficiente di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo.

L'abaco mostra che i cedimenti sono massimi immediatamente a tergo delle strutture di sostegno e tendono ad estinguersi più o meno rapidamente allontanandosi da queste. Per scavi in terreni granulari o coesivi di elevata consistenza i valori massimi osservati sono dell'ordine dell'1% dell'altezza di scavo  $H_s$  e l'estensione del profilo di subsidenza è pari a circa  $2H_s$ ; per scavi in terreni coesivi, da mediamente consistenti a teneri, in assenza di problemi di stabilità del fondo, i cedimenti massimi osservati raggiungono il 2% di  $H_s$  in prossimità delle paratie e si annullano ad una distanza da queste pari a circa  $4H_s$ .

Si osservi che i cedimenti riportati per gli scavi in argilla sono somma del cedimento iniziale e di quello di consolidazione.

In Figura 1.5b sono riportate misure di cedimento relative a scavi di caratteristiche analoghe per quanto riguarda sia i terreni attraversati sia le strutture di sostegno, realizzati a Chicago. I primi 5 m di terreno a partire dal piano campagna sono costituiti da materiale di riporto e terreni granulari, i successivi 15 m sono formati da argille tenere di rigidità crescente con la profondità poggianti su una formazione "indeformabile". Gli scavi sono sostenuti da palancole con una piccola profondità di infissione, supportate da puntoni trasversali o da semplici puntelli. Le misure evidenziano l'influenza che l'altezza di scavo esercita sui cedimenti.

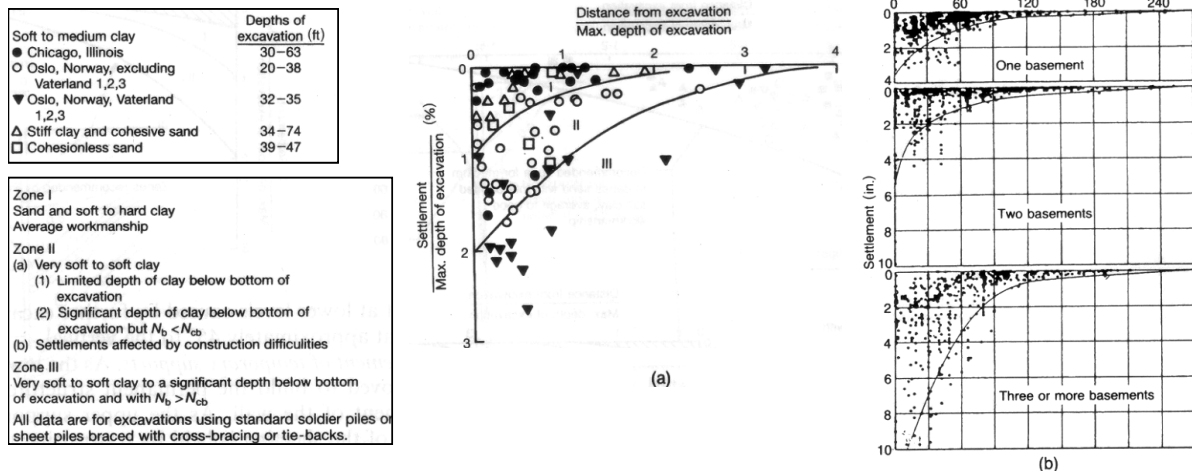


Figura 1.5 Profili di subsidenza normalizzati, Peck 1969

Grazie ai contributi di numerosi ricercatori, nel tempo la banca dati di Peck è stata notevolmente ampliata, arricchendosi di misure relative a scavi realizzati con diverse tecniche e con opere di sostegno di diversa tipologia strutturale.

Particolarmente significativo è il contributo apportato da O'Rourke e dai suoi collaboratori a partire dal 1976 e fino ai primi anni '90.

In Figura 1.6 sono riportati dati relativi a scavi eseguiti a Chicago; gli autori, tenendo conto delle caratteristiche delle opere di sostegno, delle tecniche di esecuzione specifiche dei singoli casi considerati, nonché degli spostamenti non direttamente imputabili all'approfondimento, hanno ridisegnato i limiti delle tre zone individuate da Peck nel suo abaco del 1969.

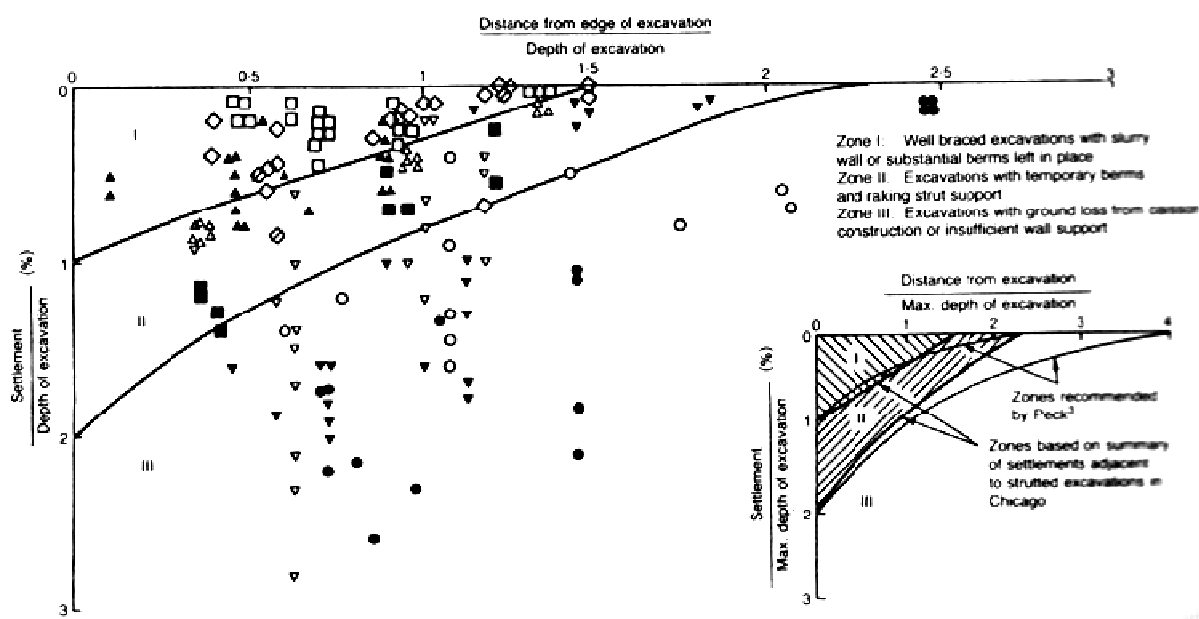


Figura 1.6 Profili di subsidenza normalizzati per scavi in argilla, Clough & O'Rourke 1990

In Figura 1.7 sono riportati, invece, i cedimenti misurati in corrispondenza di scavi in sabbie dense, sostenuti da palancolate multi-puntonate infisse in uno strato di base di argilla (Washington DC). Lo spostamento massimo, dell'ordine dello 0,3% di  $H_s$ , è stato misurato immediatamente a tergo delle palancolate ed il profilo di subsidenza si estende fino ad una distanza dalla parete di sostegno dello scavo di poco superiore a  $2H_s$ .

A partire da questi ed altri dati relativi a scavi multi-puntonati, O'Rourke ha determinato una relazione tra i cedimenti del terreno e la deformata della struttura di sostegno, tenendo conto delle deformazioni che si verificano in tre fasi dello scavo e della posa in opera dei vincoli:

- Fase 1: scavo prima della posa in opera dei puntoni

La parete, caricata dalla spinta del terreno a monte, si deforma come una mensola. Il terreno a tergo subisce spostamenti orizzontali che decrescono con la profondità e con la distanza dalla parete; anche i cedimenti si riducono allontanandosi dalla parete con legge approssimativamente lineare (Figura 1.8a).

- Fase 2: completamento dello scavo

Via via che i diversi livelli di vincoli vengono installati, gli spostamenti incrementali della parte superiore della struttura sono impediti, di conseguenza si innescano movimenti orizzontali del terreno al di sotto del piano scavo e la configurazione deformata della parete presenta un tipico spanciamento; nel terreno a tergo nascono tensioni di trazione inclinate approssimativamente a  $45^\circ$  rispetto alla verticale, i cedimenti del piano

campagna dapprima crescono allontanandosi dalla parete, raggiungono il massimo ad una certa distanza da questa e poi decrescono fino ad annullarsi (Figura 1.8b).

- Fase 3: rimozione e sostituzione dei vincoli temporanei con quelli definitivi

Si verificano ulteriori spostamenti della parete verso lo scavo; poiché la sostituzione dei vincoli provvisori con quelli definitivi avviene dal basso verso l'alto, quando il livello più alto di puntoni viene rimosso, prima del completamento della struttura di contrasto definitiva, la parte superiore della parete esibisce di nuovo un comportamento a mensola. I profili di deformazione del terreno a tergo della parete, in questa fase, sono dunque una combinazione di quelli dovuti ai movimenti profondi e degli spostamenti corrispondenti al comportamento a mensola della parte superiore della parete (Figura 1.8c).

Indicato con  $u_1$  lo spostamento orizzontale della parete in corrispondenza del primo livello di contrasto e con  $\Delta u_{\max}$  il massimo spostamento incrementale della parete a scavo ultimato, si può definire il seguente coefficiente di deformazione:

$$C_D = u_1 / (u_1 + \Delta u_{\max}),$$

pari a 1 per cinematismi a mensola ed a zero per paratie perfettamente vincolate alla testa. O'Rourke ha mostrato che il rapporto tra le componenti orizzontale e verticale degli spostamenti del piano campagna è strettamente correlato a  $C_D$ . Come indicato in Figura 1. 9, infatti, tale rapporto cresce monotonicamente dal valore 0,5 per  $C_D = 0$  (cinematismo profondo) al valore 1,5 per  $C_D = 1$  (cinematismo a mensola).

Si osservi che i dati riportati in Figura 1. 9 si riferiscono a pareti infisse in strati rigidi, per le quali gli spostamenti orizzontali al di sotto del fondo sono trascurabili.

L'abaco di O'Rourke può essere utilizzato per stimare il massimo cedimento atteso a tergo della parete a partire dagli spostamenti orizzontali calcolati per la parete stessa (ad esempio attraverso un metodo a molle), ma non consente di costruire il profilo di subsidenza.

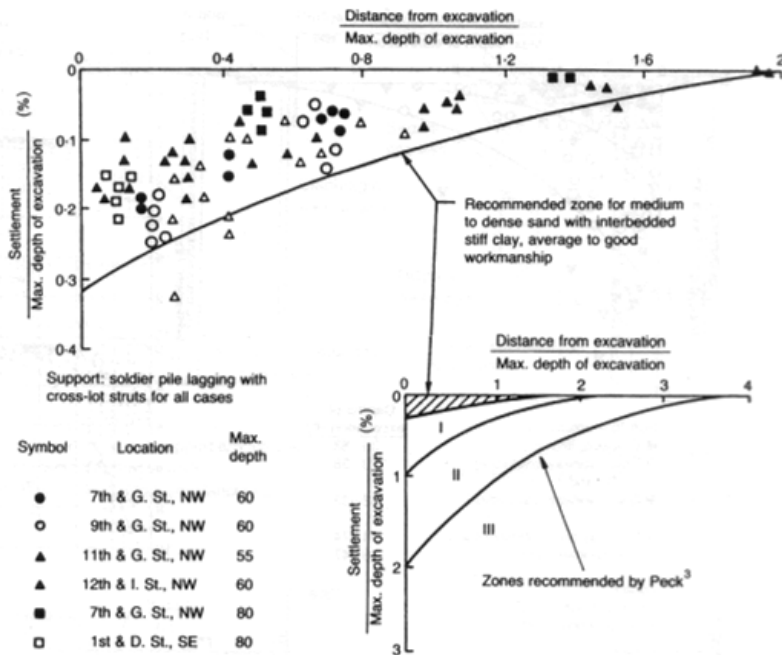


Figura 1.7 Profili di subsidenza normalizzati per scavi in sabbie dense, Clough & O'Rourke 1990

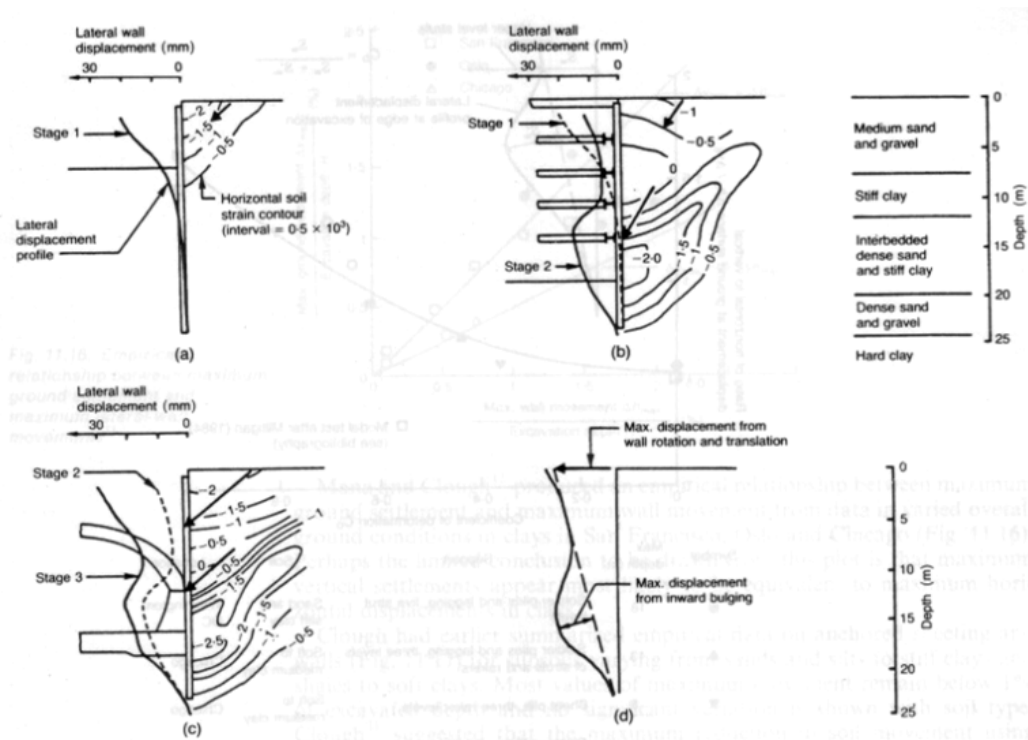


Figura 1.8 Relazione tra la deformata della struttura di sostegno e le deformazioni del terreno in tre fasi dello scavo e della posa in opera dei vincoli, O'Rourke 1990



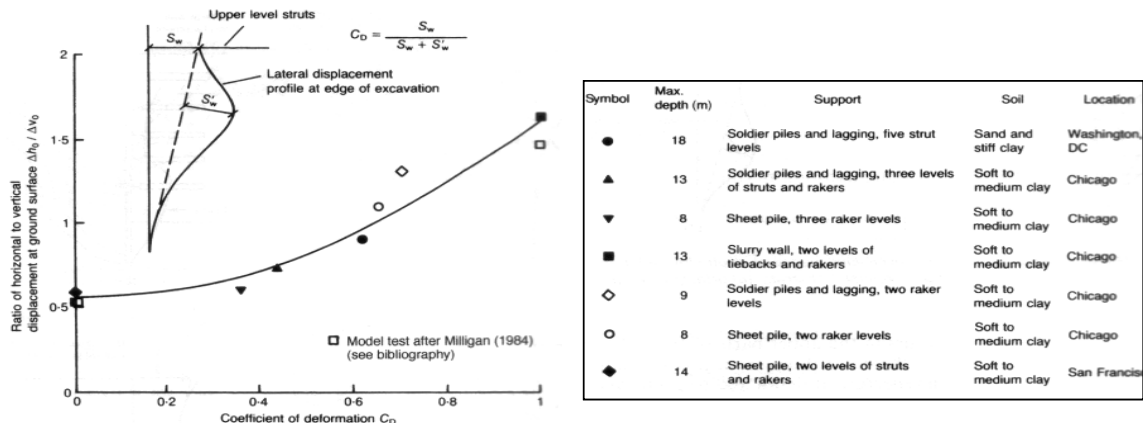


Figura 1. 9 Abaco di O'Rourke, 1990

Nel 1990, Clough e O'Rourke, hanno fornito la correlazione tra cedimento massimo del terrapieno ed altezza di scavo riportata in Figura 1.10. Gli autori hanno elaborato le misure disponibili separando gli spostamenti direttamente imputabili all'approfondimento dello scavo da quelli dovuti ad altri fattori, quali l'installazione delle paratie, il sovra-scavo all'atto dell'installazione dei puntoni o degli ancoraggi o il cattivo controllo delle condizioni idrauliche. Essi hanno inoltre raggruppato le misure disponibili in tre categorie:

- scavi in sabbie;
- scavi in argille di consistenza elevata;
- scavi in argille di consistenza medio-bassa.

Nel primo caso (Figura 1.10a) il profilo di subsidenza a tergo della paratia è approssimativamente lineare, i cedimenti variano dal valore massimo ( $w_{\max} \approx 0,003 H_s$ ) in corrispondenza della parete a zero ad una distanza di circa  $2H_s$  da questa. Anche per gli scavi appartenenti alla seconda categoria (Figura 1.10b) i cedimenti decrescono con legge lineare allontanandosi dall'opera di sostegno ( $w_{\max} \approx 0,003 H_s$ ), ma si annullano ad una distanza maggiore da questa rispetto al caso precedente (circa  $3H_s$ ); in alcuni casi sono stati osservati sollevamenti del piano campagna, di entità non superiore allo 0,1% di  $H_s$  ed anche per questi è possibile individuare una legge di variazione lineare con la distanza dalla paratia e con punto di nullo a circa  $3H_s$ . Per gli scavi in terreni coesivi teneri, infine, le misure sperimentali sono più disperse; tuttavia adimensionalizzando i cedimenti rispetto al valore massimo misurato anziché rispetto all'altezza di scavo, il profilo di subsidenza assume la forma trapezia riportata in Figura 1.10c, con un gradiente nullo fino a distanza  $0,75H_s$  dalla paratia e punto di nullo a distanza  $2H_s$  dalla stessa.

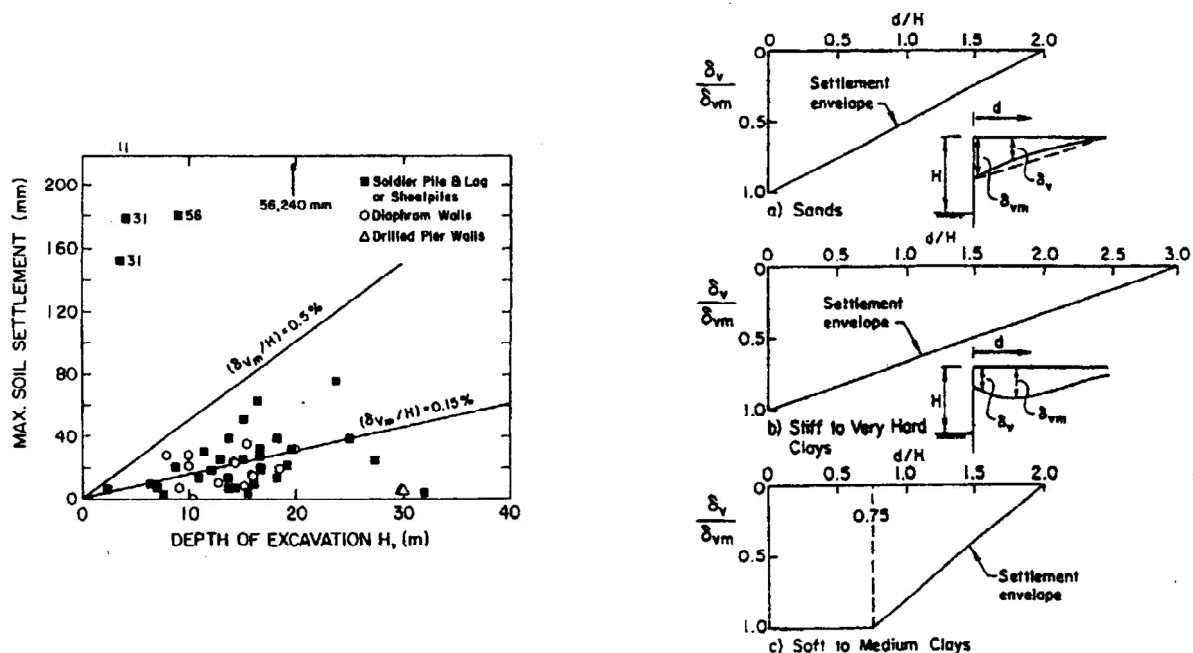


Figura 1.10 Correlazione tra cedimento massimo del terrapieno ed altezza di scavo (Clough e O'Rourke, 1990)

Mana e Clough, a partire dalle misure eseguite per diversi scavi in argilla a San Francisco, Oslo e Chicago, hanno trovato la correlazione empirica tra il massimo spostamento laterale della parete ed in massimo cedimento a tergo, riportata in Figura 1.11. Le misure mostrano che, per scavi in argilla, il massimo spostamento verticale del terreno è molto prossimo al massimo spostamento orizzontale della paratia stessa.

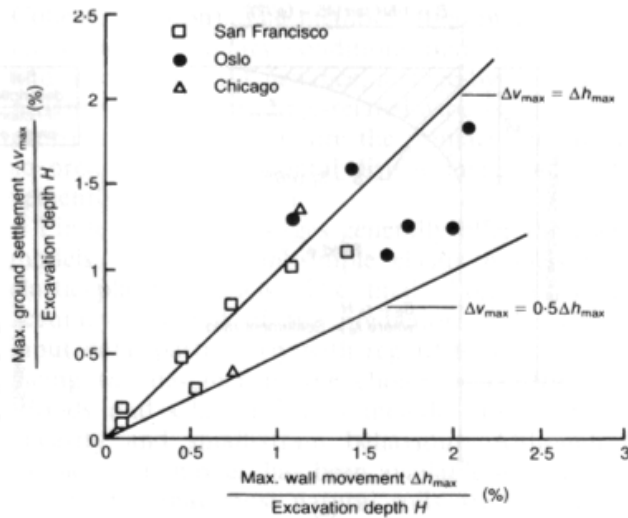


Figura 1.11 Correlazione tra il massimo spostamento laterale della parete ed in massimo cedimento a tergo per scavi in argilla (Mana e Clough, 1981)

Precedentemente Clough (1975) aveva sintetizzato in un unico abaco (Figura 1.12) misure sperimentali relative a scavi sostenuti da palancole o diaframmi ancorati, in diversi tipi di terreno (sabbie ed argille di diversa consistenza). L'abaco mostra che, a prescindere dal tipo di terreno, nella maggior parte dei casi gli spostamenti della parete e del terreno sono inferiori all'1% di  $H$ .

I metodi empirici sopra richiamati sono tutt'oggi ampiamente utilizzati, in sede di studio di fattibilità di scavi di grandi dimensioni, per una stima degli spostamenti attesi. Tuttavia numerose osservazioni sperimentali recenti (relative a scavi realizzati in terreni di diversa natura) mostrano che, alla luce dei nuovi metodi di progettazione ed esecuzione, tali metodi risultano ormai obsoleti. Tale argomento sarà affrontato in maniera più estesa nel Capitolo 4.

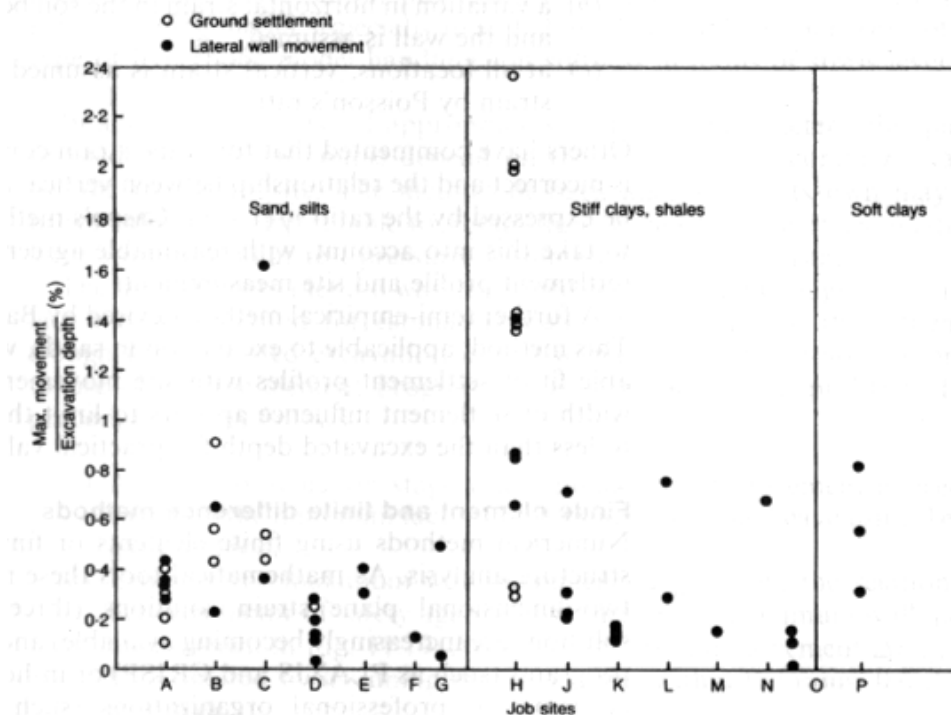


Figura 1.12 Misure sperimentali relative a scavi sostenuti da palancole o diaframmi ancorati, in diversi tipi di terreno (Clough, 1975)

### 1.3.2 METODI SEMI-EMPIRICI

Nel 1981, sulla base dei dati presentati in Figura 1.3 e con l'ausilio di analisi agli elementi finiti, Mana e Clough hanno formulato un metodo di previsione degli spostamenti della struttura di sostegno e del terreno a tergo, applicabile a scavi in argille da tenere a mediamente rigide, con uno o più livelli di puntoni.

La procedura è la seguente:

- calcolo del fattore di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo FS (usando il metodo di Terzaghi) con riferimento ad ogni fase dello scavo per la quale è necessario prevedere gli spostamenti;
- stima del massimo spostamento orizzontale della parete  $\Delta h_{\max}$  mediante la correlazione con FS illustrata in Figura 1.13;
- determinazione, attraverso gli abachi riportati in Figura 1.14, dei coefficienti di influenza delle seguenti grandezze:
  - rigidezza del sistema di sostegno ( $\alpha_w$ ),
  - rigidezza dei puntoni ( $\alpha_s$ ),
  - profondità di un eventuale substrato rigido ( $\alpha_D$ ),

- larghezza dello scavo ( $\alpha_B$ ),
  - precompressione dei puntoni ( $\alpha_P$ ),
  - influenza del modulo di rigidezza del terreno  $\alpha_M$ ;
- d) correzione del valore dello spostamento massimo della parete valutato al passo b) attraverso i coefficienti determinati al punto c):  $\Delta h_{\max}^* = \Delta h_{\max} \alpha_w \alpha_s \alpha_D \alpha_B \alpha_P \alpha_M$ ;
- e) valutazione approssimata del cedimento immediatamente a tergo della parete, tenendo conto dell'indicazione:  $\Delta v_{\max} = (0,6 - 1) \Delta h_{\max}^*$ ;
- f) costruzione del profilo dei cedimenti a partire dal valore di  $\Delta v_{\max}^*$  come indicato in Figura 1.15.

Il metodo può essere utilizzato anche per pareti ancorate a patto che la fondazione dei tiranti ricada in un volume di terreno non influenzato dagli spostamenti indotti dallo scavo.

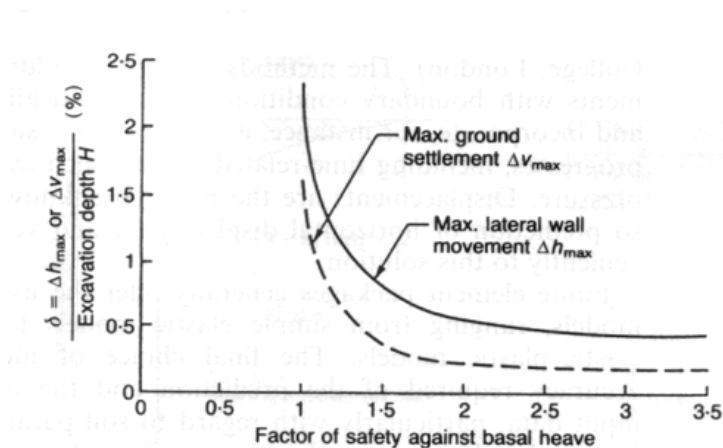


Figura 1.13 Correlazione tra gli spostamenti massimi della parete e del terreno ed il coefficiente di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo di scavi in argilla (Mana e Clough 1981)

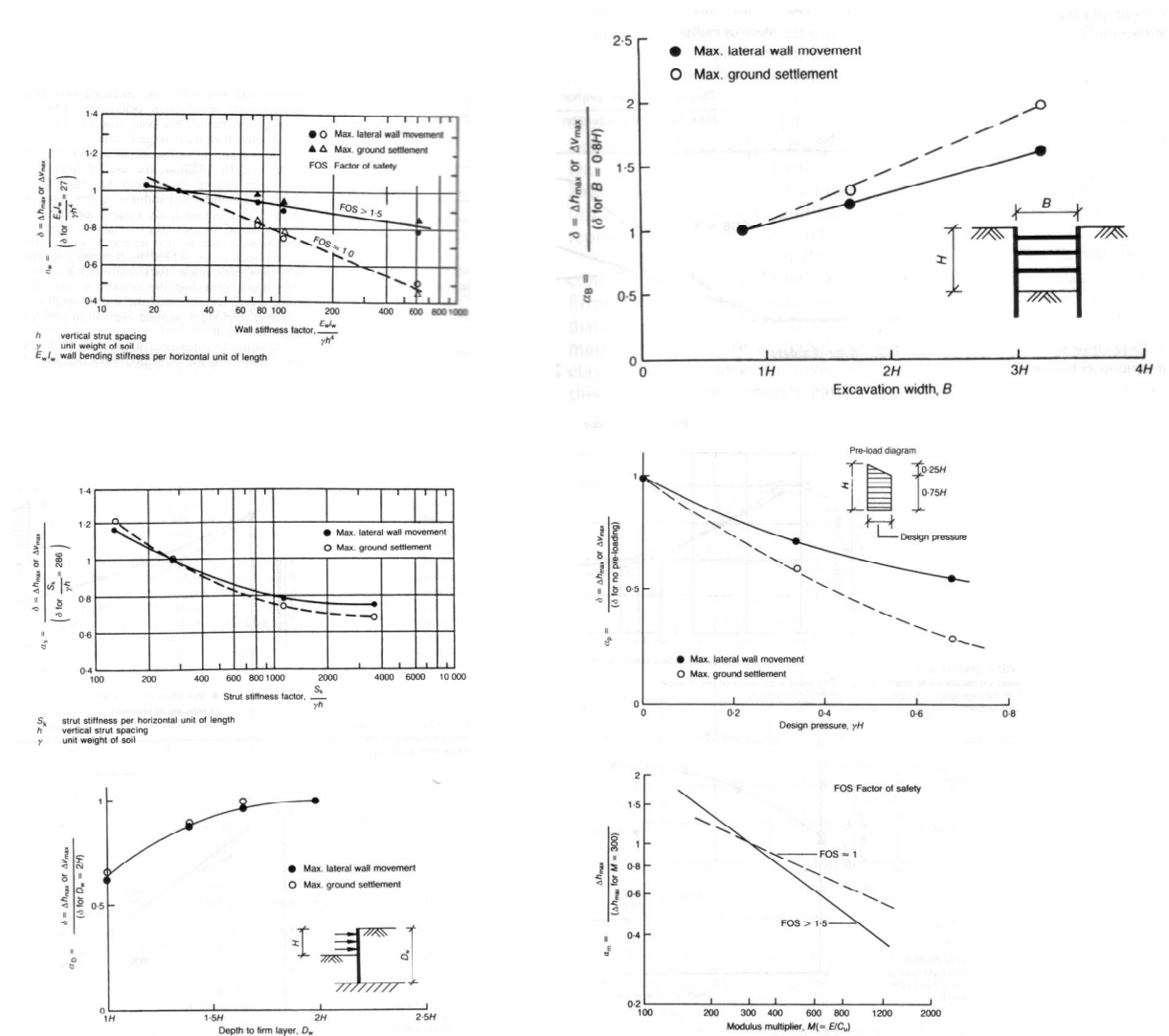


Figura 1.14 Coefficienti correttivi dello spostamento stimato (Mana e Clough, 1981)

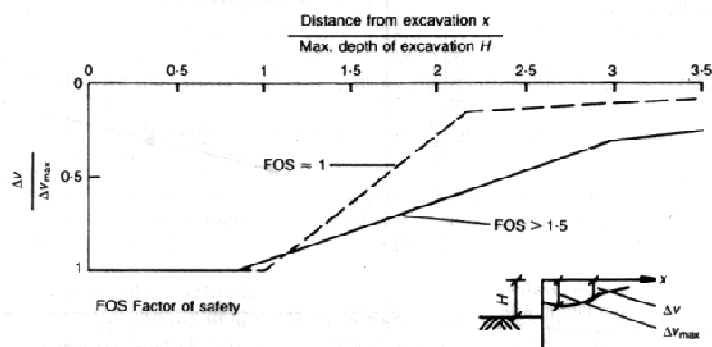


Figura 1.15 Profilo dei cedimenti a tergo della struttura di sostegno per scavi in argilla (Mana e Clough, 1981)

In Figura 1.16 è mostrato il metodo proposto da Bauer (1984) per costruire il profilo di subsidenza al contorno di scavi in sabbia, a partire dalla valutazione degli spostamenti laterali dell'opera di sostegno attraverso relazioni empiriche.

Il metodo garantisce in genere un buon accordo tra previsioni e misure dei cedimenti in sito, anche se per valori dell'angolo d'attrito minori di  $34^\circ$  fornisce un'estensione del profilo di subsidenza inferiore all'altezza di scavo, in contraddizione con le evidenze sperimentali riportate nel paragrafo precedente.

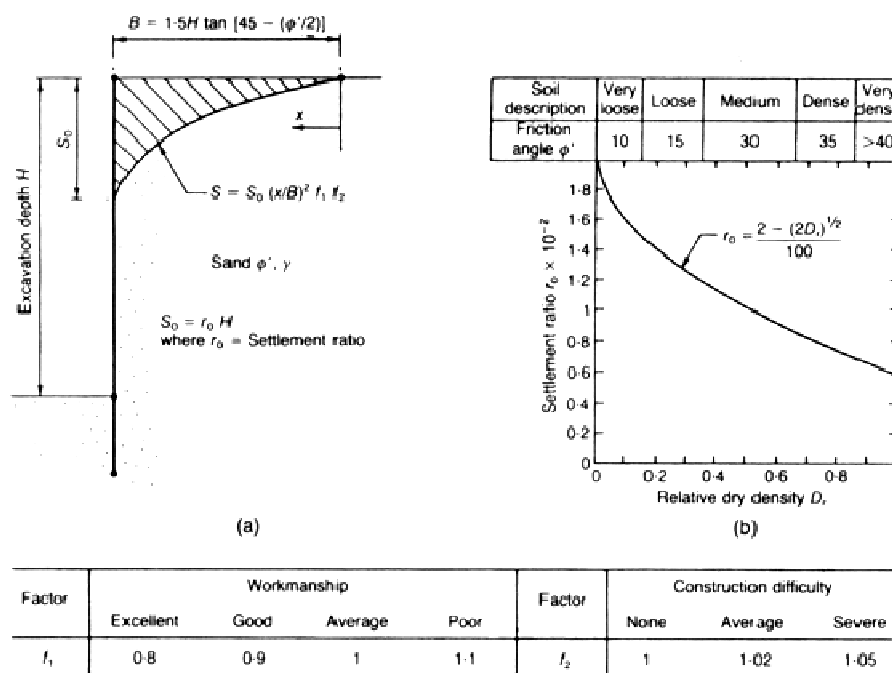


Figura 1.16 Profilo di subsidenza a tergo della struttura di sostegno per scavi in sabbia (Bauer, 1984).

### 1.3.3 METODI NUMERICI

I metodi numerici più diffusamente impiegati per analizzare l'interazione tra il terreno e la struttura di sostegno sono:

- il metodo della reazione di sottofondo (SRM);
- il metodo degli elementi finiti (FEM);
- il metodo delle differenze finite (FDM).

Tutti e tre i metodi sono ormai implementati in diversi programmi commerciali oltre che in programmi sviluppati ad hoc da gruppi di ricercatori o di professionisti.

Il ricorso all'uno o all'altro dipende dall'obiettivo dell'analisi, dal tipo e dalla complessità dell'opera da esaminare.

Il metodo SRM si rifà al modello del “letto di molle” di Winkler, eventualmente modificato imponendo alla reazione delle molle dei limiti corrispondenti al raggiungimento delle condizioni di rottura per stato attivo e per stato passivo. Il metodo consente di determinare agevolmente le caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti delle pareti perimetrali dello scavo in condizioni di esercizio, ma non gli spostamenti del terreno all'intorno; questi possono essere stimati a partire dagli spostamenti orizzontali della parete, con uno dei metodi semiempirici richiamati nel paragrafo precedente.

I metodi FEM e FDM sono basati invece sulla modellazione del terreno, della struttura e dei vincoli come mezzi continui deformabili. Rispetto al metodo SRM offrono maggiori possibilità:

- ottenere informazioni circa gli effetti prodotti dallo scavo sull'ambiente circostante, come parte integrante della soluzione;
- analizzare situazioni complesse, per la geometria dello scavo o per le caratteristiche del terreno interessato;
- studiare l'effetto di fasi della costruzione usualmente trascurate, come, ad esempio, la fase di installazione delle paratie, che talvolta determina al contorno spostamenti del tutto confrontabili con quelli prodotti dallo scavo in sé (paragrafo 1.4);
- modellare i processi di filtrazione o di consolidazione che si innescano al variare della geometria dei contorni drenanti prodotta dallo scavo;
- tener conto, nel modello, degli interventi di consolidamento spesso richiesti per realizzare scavi in terreni difficili, ad esempio il jet grouting.
- utilizzare modelli anche piuttosto complessi per descrivere il comportamento meccanico del terreno, per tener conto di aspetti fondamentali quali non-linearità, irreversibilità, dipendenza dalla storia tensionale, dipendenza dal tempo.

Di contro, i difetti dei metodi FEM e FDM, si possono così sintetizzare:

- necessità di disporre di elevate capacità di calcolo, specie per analisi 3D (si tenga presente che benché nella maggior parte dei casi gli scavi aperti sono analizzati come sistemi bidimensionali in condizioni di deformazione piana, tale schematizzazione fornisce risultati accurati solo per geometrie “allungate”; negli altri casi il problema è decisamente tridimensionale);
  - necessità di conoscere nel dettaglio le fasi costruttive dell'opera;
  - necessità di disporre di un'accurata caratterizzazione geotecnica del terreno interessato dallo scavo se si vogliono utilizzare modelli di comportamento sofisticati.
- A tale proposito, l'esperienza ad oggi acquisita ha permesso di stabilire che il ricorso



a modelli di comportamento relativamente semplici (elastico lineare per le strutture, elastico - perfettamente plastico per il terreno) fornisce risultati attendibili per la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione e dei movimenti delle opere di sostegno, mentre, quando lo scopo delle analisi è la previsione degli effetti al contorno dell'area di scavo, bisogna assegnare al terreno legami costitutivi più avanzati per ottenere risultati realistici);

- necessità di valutare preliminarmente gli effetti delle dimensioni geometriche del modello e del grado di discretizzazione scelti sui risultati ottenuti.

Con riferimento ai parametri geotecnici, particolarmente difficile è la scelta della rigidezza da assegnare ai terreni. Infatti, anche se molto spesso si fa riferimento a semplici modelli lineari per determinare gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno a tergo, è ormai noto che i terreni esibiscono un comportamento non lineare anche a livelli di deformazione molto piccoli (Woods e Clayton, 1992). Inoltre, se non si tiene conto dei valori di rigidezza a piccole deformazioni, si rischia di sovrastimare abbondantemente gli spostamenti tanto della struttura quanto del terreno. La rigidezza a piccoli livelli di deformazione può essere valutata con specifiche analisi di laboratorio, ma in ogni caso, bisognerebbe avere un'idea del livello di deformazione che verosimilmente si raggiungerà in sito. Risultano perciò molto utili le analisi a ritroso di scavi realizzati nelle vicinanze o comunque in condizioni analoghe a quelle in esame.

La buona qualità della soluzione ottenuta con i codici numerici dipende anche da una corretta scelta del coefficiente  $k_0$  oltre che della rigidezza. Purtroppo a tale riguardo le analisi a ritroso di casi analoghi non sono sufficientemente affidabili, in quanto i valori di  $k_0$  e dunque della spinta a riposo in un determinato sito variano molto, anche nell'ambito di distanze limitate dalla parete.

#### **1.4 MOVIMENTI DEL TERRENO DURANTE L'INSTALLAZIONE DELL'OPERA DI SOSTEGNO**

Le deformazioni del terreno al contorno di uno scavo considerate nei paragrafi precedenti sono quelle dovute allo scarico tensionale conseguente all'approfondimento. Tuttavia, anche l'installazione delle opere di sostegno determina delle variazioni di stato tensionale nel terreno circostante. Le deformazioni si verificano dunque ancor prima che lo scavo sia eseguito, in conseguenza delle sollecitazioni dinamiche conseguenti all'infissione delle palancole metalliche o del rilascio tensionale dovuto alla trivellazione di pali o allo scavo delle trincee per realizzare pannelli in c.a.

Più esattamente, i cambiamenti di stato tensionale in prossimità di un pannello (o in maniera analoga, dei pali di contenimento) in fase di costruzione non scaturiscono solo dalla rimozione del terreno (scavo della trincea, trivellazione), ma sono il risultato dello scarico conseguente allo scavo, del carico esercitato dai fanghi bentonitici ed infine della pressione esercitata dal calcestruzzo fluido. L'ampiezza del volume di terreno "disturbato" dipende dalle proprietà del terreno, dalle condizioni idrauliche, dallo spessore dei pannelli, dal tempo che intercorre tra lo scavo ed il getto delle pareti.

In Figura 1.17 sono schematizzati i diagrammi di spinta sul lato interno della parete della trincea (in ipotesi di deformazione piana e di falda a piano campagna) in condizioni geostatiche, in presenza di fango bentonitico ed infine in presenza di calcestruzzo fluido all'interno del foro.

Per quanto riguarda la spinta del calcestruzzo, sulla scorta di osservazioni sperimentali, diversi autori concordano sull'ipotesi di una distribuzione bilineare, con un gradiente pari al peso specifico del calcestruzzo al di sopra di una certa altezza critica  $H_c$  e pari al peso specifico dei fanghi bentonitici o ad un valore medio tra i due, al di sotto di questa. L'altezza critica solitamente è di poco inferiore ad un terzo dell'altezza  $H_p$  del pannello, anche se dai dati di letteratura si desumono valori di  $H_c$  compresi tra il 15% ed il 45 % di  $H_p$  (L'Amante, 2009).

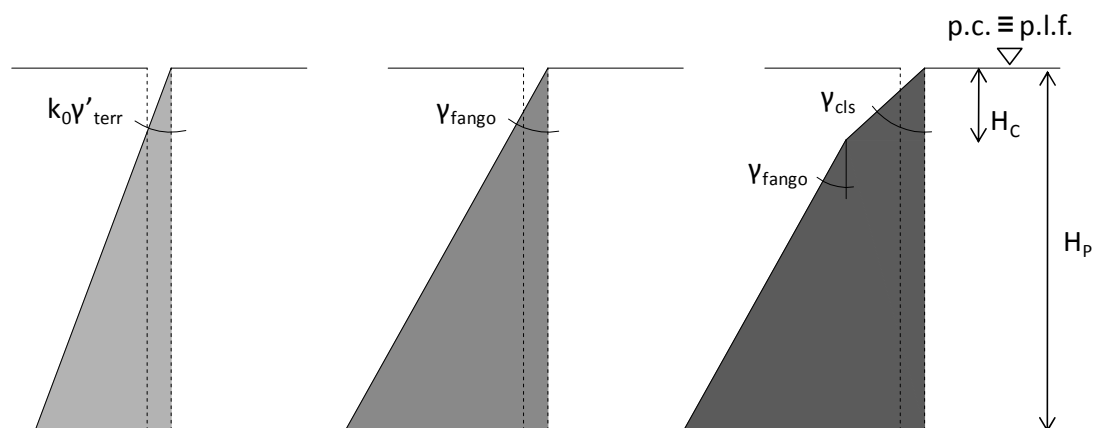


Figura 1.17

A partire dai semplici schemi di Figura 1.17, tuttavia, non è immediato comprendere quale sia la distribuzione di tensioni orizzontali all'interfaccia parete-terreno nel momento in cui ha inizio l'approfondimento dello scavo principale. Questa dipende dalle caratteristiche del fango e del calcestruzzo utilizzati e dalle proprietà dei terreni attraversati, in particolare dal valore del coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

Le misure degli spostamenti indotti al terreno circostante durante l'installazione delle paratie pubblicate in letteratura, senz'altro utili in tal senso, non sono ad oggi numerose e riguardano per lo più scavi in terreni coesivi.

Tali misure mostrano che gli spostamenti orizzontali prodotti nel terreno sono rivolti verso l'interno della trincea durante la realizzazione del foro in presenza di fanghi bentonitici (eccetto nel caso di argille particolarmente molli, caratterizzate da un valore molto modesto del coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ ) e verso l'esterno durante il getto del calcestruzzo. In genere l'entità dei primi è maggiore, pertanto gli spostamenti risultanti sono diretti verso lo scavo (Poh e Wong, 1998; Poh e Wong, 2000).

## CAPITOLO 2. LE STAZIONI GARIBALDI, DUOMO E MUNICIPIO DELLA TRATTA BASSA DELLA LINEA 1 DELLA METROPOLITANA DI NAPOLI

### 2.1 INTRODUZIONE

Nel 1997 il Comune di Napoli ha approvato un Piano dei Trasporti fortemente teso ad incentivare l'uso dei mezzi pubblici ed in particolare il trasporto su ferro. Quando il piano sarà completamente realizzato, sommando le linee esistenti (eventualmente completate e/o ammodernate) e quelle di nuova costruzione, la città potrà contare su una rete metropolitana di ben nove linee.

A fungere da cardine del nuovo sistema metropolitano sarà la Linea 1 (Figura 2.1), un anello che collegherà tutti i punti strategici della città: l'aeroporto, il centro direzionale, la stazione centrale, il porto, il centro storico, i quartieri collinari e la zona ospedaliera.

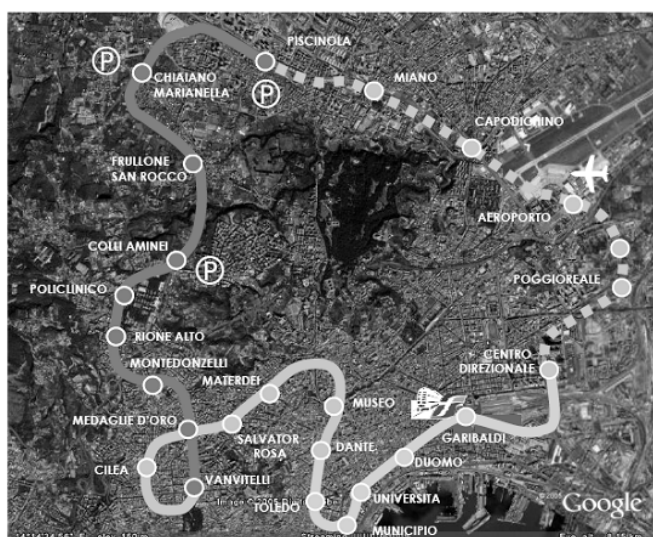


Figura 2.1 Tracciato planimetrico della Linea 1

La storia della Linea 1 ha avuto inizio negli anni '60, quando si pose il problema di integrare i collegamenti tra il centro della città e la zona collinare che le tre funicolari

allora in esercizio non erano più in grado di garantire in maniera soddisfacente. Si fece così strada l'idea di un impianto su rotaia (Metropolitana Collinare) che collegasse Piazza Matteotti con Rione Alto ed i Colli Aminei.

Le difficoltà nel reperimento dei fondi necessari a progettare ed a realizzare l'opera, le inevitabili lungaggini burocratiche, ma anche eventi impreveduti, come il terremoto del 1980 che costrinse a rivedere il progetto per adeguarlo alle norme sismiche e soprattutto a provvedere al consolidamento degli edifici interessati prima di procedere con gli scavi, hanno fatto sì che dal 22 dicembre 1976, data ufficiale di inizio lavori, trascorressero circa venti anni prima che la linea cominciasse gradatamente ad entrare in funzione.

Infatti, nel 1993 è stata aperta la tratta di 4 km in galleria tra Vanvitelli e Colli Aminei, prolungata nel 1995, attraverso 5 km di viadotto, fino a Piscinola. I successivi 4,5 km di linea tra Vanvitelli e Dante, sempre interrati, sono entrati in funzione tra l'aprile del 2001 (tratta Quattro Giornate - Museo) ed il marzo 2002 (tratta Museo - Dante). La stazione Mater Dei è stata inaugurata nel luglio 2003.

Complessivamente i 13,5 km di Linea 1 finora operativi servono 14 stazioni ed il numero di utenti, nei giorni lavorativi, raggiunge le 110'000 unità.

Per quanto riguarda la parte di anello restante, la tratta di circa 4 km tra Capodichino Aeroporto e Garibaldi è ancora oggi in fase di progetto; la tratta Piscinola - Capodichino Aeroporto (4,4 km, in galleria) è in fase di costruzione; la tratta Dante - Garibaldi (5,3 km, in galleria), invece, è in fase di ultimazione dei lavori.

I casi studio presentati nel seguito del presente Capitolo sono stati costruiti sulla base dei comportamenti osservati presso tre delle cinque stazioni che appartengono tratta Dante - Garibaldi della Linea 1: Garibaldi, Duomo e Municipio. Tutte le informazioni riportate sono state raccolte nell'ambito di Convenzioni di Ricerca stipulate tra le imprese esecutrici dei lavori ed il Dipartimento di Ingegneria Civile della Seconda Università di Napoli per la pianificazione e la supervisione delle attività di monitoraggio svolte durante la costruzione delle tre stazioni.

## **2.2 LA TRATTA BASSA**

Il percorso della Linea 1 tra le stazioni Dante e Garibaldi è denominato Tratta Bassa (LTB), in quanto attraversa, con un tracciato pressoché pianeggiante, la zona costiera della città (Figura 2.2). L'intera area è densamente urbanizzata, ricca di edifici di pregio storico e artistico in superficie e di importanti preesistenze archeologiche in profondità.

Il sottosuolo è costituito da terreni sciolti di elevata permeabilità, sottesi da un potente banco di tufo giallo napoletano ed interessati da una falda freatica poco profonda, in virtù della vicinanza al mare.

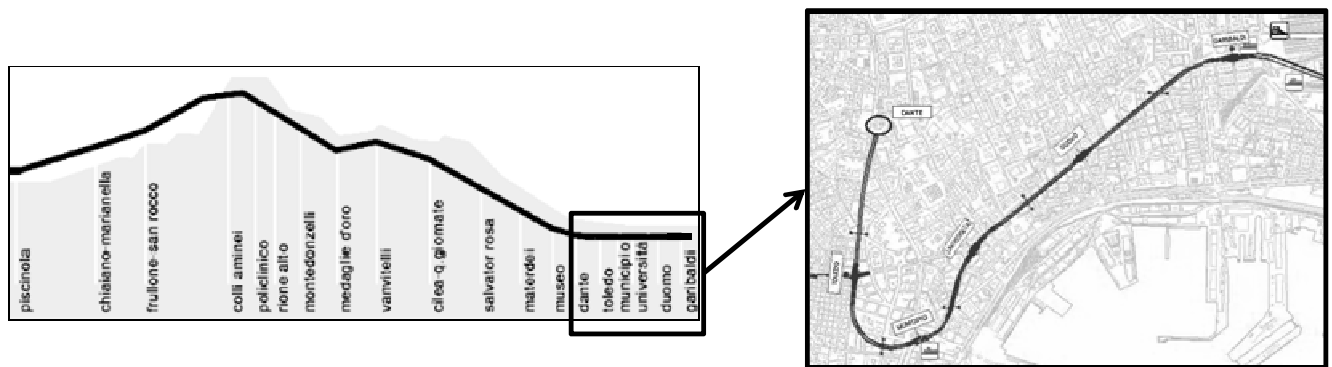


Figura 2.2 Profili longitudinale e planimetrico della Tratta Bassa

### 2.2.1 GEOLOGIA DEI LUOGHI

I terreni rinvenuti lungo il tracciato della Tratta Bassa possono essere raggruppati in cinque categorie principali:

- Materiale di riporto;
- Ceneri, pomici e lapilli (pila piroclasica);
- Depositi di spiaggia e fluvio - palustri;
- Pozzolane (in sede, rimaneggiate, humificate)
- Tufo giallo napoletano.

Il tufo giallo napoletano e le pozzolane sono il prodotto dell'attività vulcanica dei Campi Flegrei risalente a circa 12000 anni fa.

Nella parte più superficiale, la massa piroclastica di ceneri, pomici e brandelli lavici si è raffreddata rapidamente, dando origine alle pozzolane. A profondità maggiori, invece, grazie al permanere di temperature più elevate, le piroclastiti si sono cementate formando il tufo; l'intero ammasso tufaceo è caratterizzato da un sistema di fratture subverticali diffuse, localmente denominate scarpine, che costituiscono probabilmente le vie di fuga dei gas che impregnavano la massa piroclastica durante questa fase.

Tra il tufo e le pozzolane è presente un materiale di transizione, per caratteristiche fisiche e meccaniche più vicino al tufo che alle pozzolane, denominato "mappamonte" o "cappellaccio".

A ll' eruzione ha fatto seguito un periodo di riposo dell'attività vulcanica, durante il quale gli agenti esogeni hanno inciso sia le pozzolane sia il tufo; i prodotti dell'erosione, profondamente rimaneggiati, si sono ridepositati nei solchi formati nel tufo, mescolandosi talvolta a materiale organico (pozzolane rimaneggiate e pozzolane humificate).

Dopo circa 2000 anni un nuovo ciclo eruttivo dei Campi Flegrei ha dato origine alla cosiddetta "pila piroclastica napoletana", un susseguirsi di strati generalmente regolari di pomici, ceneri, pozzolane e lapilli depositatisi per lo più per caduta.

In epoca storica, infine, si sono formati i depositi di spiaggia e fluvio-palustri ed i cospicui depositi di materiale di riporto.

Prima del 1538, Via Toledo (tratta Dante- Municipio) era un fossato ai margini delle Mura Aragonesi; tavole del 1400 raffigurano il Maschio Angioino lambito dal mare e protetto da mura che impegnavano l'attuale Piazza Municipio a protezione di un molo; Via Depretis e Corso Umberto I (tratte Municipio-Università e Università- Duomo) costituivano ai tempi della Neapolis greco - romana una sottile fascia litoranea, anch'essa protetta da mura; fino al IX secolo, infine, l'area in cui è ubicata Piazza Garibaldi era denominata "Paludi". Si spiega così la presenza di materiale di riporto in spessori notevoli (fino a 10 m) lungo tutto il tracciato, di depositi di spiaggia nell'area di Piazza Municipio, di depositi di retroduna (costituiti da materiali più fini) lungo Corso Umberto I ed infine di materiali tipici degli ambienti di deposizione palustre in Piazza Garibaldi.

### **2.2.2 PROFILO STRATIGRAFICO DEI TERRENI ATTRAVERSATI**

La struttura del sottosuolo, ricostruita attraverso le diverse campagne di indagini che si sono susseguite a partire dal 1978 è schematicamente rappresentata in Figura 2.3.

Immediatamente al di sotto del piano campagna si rinvencono i materiali di riporto; si tratta di pezzame di tufo con frammenti di malta, piroclastiti rimaneggiate con inclusioni di laterizi e malta e, talvolta, di vere e proprie opere murarie. Lo spessore di questi materiali è fortemente variabile tra piazza Dante e piazza Municipio, più regolare ma sempre cospicuo, nella parte bassa del tracciato.

Sotto i materiali d'origine antropica, nella parte alta del tracciato e fino a piazza Municipio, si trova la cosiddetta pila piroclastica napoletana, una successione ordinata di pomici (materiale ghiaio-sabbioso a spigoli vivi), piccoli livelli di ceneri con una fascia centrale humificata e lapilli (ghiaia fine). Lo spessore massimo rinvenuto è di 8 metri.

La pila poggia su uno strato di piroclastiti rimaneggiate, la cui granulometria è molto assortita: in pratica sono presenti tutte le frazioni, dall'argilla alla ghiaia.

A piazza Municipio le pozzolane sono intercalate da depositi di spiaggia. Proseguendo lungo Corso Umberto I la frammistione con i materiali marini e palustri diventa tanto pronunciata che le pozzolane non sono più chiaramente distinguibili; soltanto in Piazza N. Amore, in un profondo solco d'incisione del tufo, si ritrova un banco di pozzolane rimaneggiate di una certa rilevanza.

I depositi di spiaggia e fluvio-palustri, ove presenti, sono caratterizzati da forte variabilità, sia in orizzontale che in verticale. Si tratta prevalentemente di materiali di origine vulcanica, le cui caratteristiche si sono diversificate a seconda dell'ambiente di deposizione. A grandi linee si può dire che i depositi di spiaggia di Piazza Municipio sono costituiti da sabbie grossolane poco assortite con gusci di molluschi; lungo via De Pretis e Corso Umberto I, invece, per il ristagno delle acque inondazioni di retroduna, le sabbie sono più fini, intercalate da limi e ricche di sostanze organiche; in prossimità di Piazza Garibaldi, infine, si sono alternate condizioni favorevoli alla deposizione di materiale grossolano con condizioni favorevoli alla deposizione di materiale fine; a questi depositi fluvio-palustri si interpongono terreni piroclastici, dando luogo ad una struttura assai complessa, per la quale è difficile ricostruire la successione stratigrafica dei diversi elementi.

Tra i terreni sopra descritti ed il tufo sono presenti strati di pozzolane in sede, con uno spessore rilevante nel tratto Dante-Toledo, in corrispondenza di evidenti ribassamenti del tetto del tufo, e più modesto nella parte rimanente del tracciato; all'inizio di Via De Pretis ed in corrispondenza di qualche picco del banco di tufo le pozzolane in sede sono del tutto assenti.



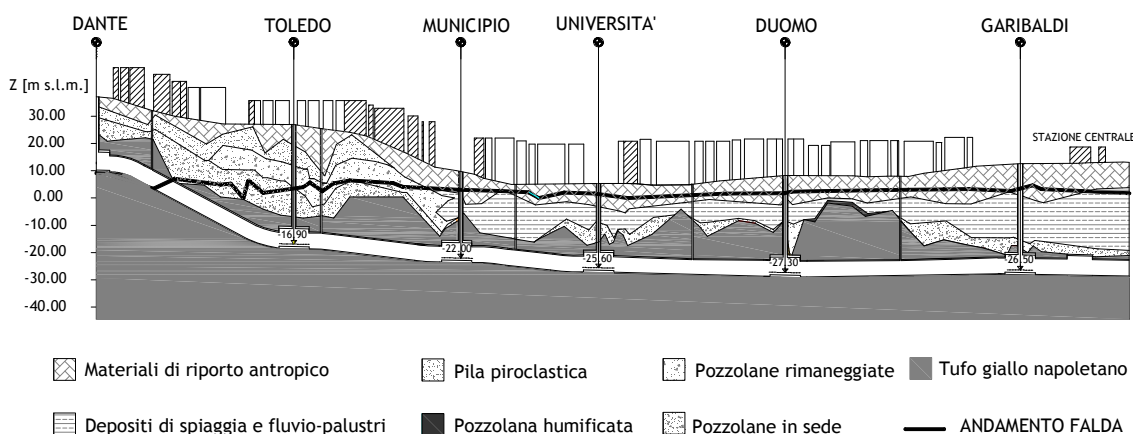


Figura 2.3 Profilo geologico della Tratta Bassa

La granulometria delle pozzolane in sede non differisce molto da quella delle pozzolane rimaneggiate, pertanto quando questi materiali sono a contatto, non è semplice definire una superficie di separazione tra i due.

Il tufo giallo è costituito da una matrice cineritica cementata in cui sono disperse pomice e, in maniera subordinata, frammenti litici. In genere la formazione del tufo è interessata da fratture subverticali (le già citate “scarpine”) e da discontinuità ad andamento sub orizzontale (sottili allineamenti incoerenti, difficili da individuare mediante le perforazioni di sondaggio), dette “suoli”. Suoli e scarpine sono però piuttosto rari lungo il tracciato della Tratta Bassa. L’indice di qualità del tufo è ottimo, ad eccezione che nel “cappellaccio”. E’ da segnalare invece la presenza di numerose cavità, dovute all’intensa attività d’estrazione del tufo del passato. Il tetto del tufo, piuttosto frastagliato, si trova ben al di sotto del livello del mare e ne emerge solo tra Piazza Dante e Piazza Carità.

La superficie libera della falda è a +4,5 m s.l.m. in corrispondenza di Via Toledo e tende, com’è ovvio, ad abbassarsi avvicinandosi al mare.

La cadente piezometrica è comunque modesta; pertanto in virtù della bassa permeabilità del tufo, la falda è praticamente in quiete nella formazione tufacea ed è animata da una velocità di filtrazione assai modesta nella restante parte di terreno.

### 2.2.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

I terreni di riporto, per loro natura sono molto eterogenei. Il peso dell’unità di volume può essere stimato in 18-20 kN/m<sup>3</sup> per i terreni asciutti, ed in 20-22 kN/m<sup>3</sup> per quelli saturi. Il numero di colpi delle prove SPT, proprio in virtù dell’eterogeneità dei riporti, è risultato fortemente variabile, da 1 a 60. Le prove CPT hanno rilevato una resistenza alla punta  $q_c$

sempre inferiore a 20 MPa. In parte del tracciato i riporti sono immersi, tuttavia non è possibile definire un valore della permeabilità rappresentativo per l'intero banco.

Per i terreni della “pila piroclastica napoletana”, i campioni sottoposti in laboratorio a prove triassiali hanno esibito un'intercetta coesiva nulla ed un angolo di attrito di  $38^\circ$ ; l'interpretazione dei risultati delle prove CPT fornisce invece un valore dell'angolo di attrito inferiore, circa  $34^\circ$ ; tali risultati sono probabilmente dovuti alla fragilità delle pomici, che si sgretolano al passaggio della punta conica. Il coefficiente di permeabilità non è stato valutato perché questi terreni sono al di sopra della falda.

Le pozzolane rimaneggiate sono caratterizzate da una coesione nulla; per l'angolo d'attrito, le prove di laboratorio hanno fornito un valore di  $40^\circ$ , le prove in sito, invece, indicano un valore minore, circa  $35^\circ$ . Le prove di permeabilità hanno fornito un coefficiente  $k$  compreso tra  $10^{-5}$  e  $10^{-7}$  m/s.

Le pozzolane in sede presentano caratteristiche meccaniche del tutto analoghe a quelle delle pozzolane rimaneggiate.

Le sabbie, ove presenti lungo il tracciato, si trovano al di sotto del pelo libero della falda idrica.

Anche in questo caso le prove di laboratorio hanno fornito un'intercetta coesiva nulla. L'angolo d'attrito misurato in laboratorio è pari a  $40^\circ$  e confrontabile con il valore dedotto dall'interpretazione dei risultati delle CPT ( $\varphi' = 38^\circ$ ). Il coefficiente di permeabilità determinato mediante prove di pompaggio da pozzi (1978) è mediamente pari a  $10^{-4}$  m/s.

I limi con sabbia si trovano, in gran parte, immersi in acqua. Le prove di laboratorio hanno fornito un'intercetta di coesione  $c'$  di 60 kPa, ed un angolo d'attrito  $\varphi'$  pari a  $37^\circ$ .

Il valore dell'angolo d'attrito è abbastanza elevato, probabilmente per la presenza della frazione sabbiosa; le prove in sito conducono però ad un valore inferiore,  $\varphi' = 28^\circ$ , forse a causa dell'insorgenza di sovrappressioni neutre nel corso delle prove penetrometriche.

Poiché i limi con sabbia hanno una struttura stratificata, il coefficiente di permeabilità cambia a seconda che si consideri il flusso in direzione verticale od orizzontale. Nel primo caso, data la modesta permeabilità dei limi,  $k$  varia tra  $10^{-8}$  e  $10^{-7}$  m/s; nel secondo caso, grazie agli strati di sabbia, il coefficiente di permeabilità è almeno di un ordine di grandezza maggiore.

Per tutti i terreni sciolti rinvenuti al di sopra della formazione tufacea, il modulo di deformabilità a taglio per piccole deformazioni,  $G_0$  (tangente iniziale della curva  $\tau$ - $\gamma$ ), può essere ricavato dalla relazione empirica:  $G_0 = \alpha \cdot q_c$ . Per i terreni piroclastici, sulla base

di risultati di prove cross-hole e di prove CPT condotte nell'area del Centro Direzionale di Napoli, il coefficiente  $\alpha$  si può assumere pari a 10-11.

Il tufo giallo napoletano, presente lungo tutto il tracciato della linea 1, si trova ovunque al di sotto della superficie libera della falda idrica.

Nel corso delle diverse campagne d'indagine sono stati prelevati numerosi provini, per la valutazione del peso dell'unità di volume, della porosità e della resistenza a compressione semplice. I valori della coesione e dell'angolo d'attrito reperibili nella letteratura scientifica,  $c' = 800 \div 1000$  kPa e  $\varphi' = 26^\circ \div 28^\circ$  (Evangelista e Pellegrino, 1990), sono stati confermati da prove di compressione triassiale condotte in Giappone con una strumentazione molto sofisticata (Tatsuoka, 1994). Le prove di permeabilità eseguite in sito hanno fornito valori del coefficiente  $k$  compresi tra  $2,5 \times 10^{-7}$  ed  $1,5 \times 10^{-6}$  m/s, in accordo con quelli ricavati in laboratorio; ovviamente bisogna considerare che la presenza di discontinuità (scarpine o suoli) può alterare notevolmente la permeabilità della roccia. Nel seguito sono riportati in formato grafico (Figura 2.5- Figura 2.7) e tabellare (Tabella 2.1) i parametri fisici e meccanici di maggiore interesse ricavati attraverso prove in sito ed in laboratorio per ciascuna delle formazioni sopra descritte.

I risultati delle prove di laboratorio triassiali sono riportati nel piano  $t, s'$ , dove  $t$  e  $s'$  sono, rispettivamente, il raggio e l'ascissa del centro del cerchio di Mohr che rappresenta lo stato tensionale del provino:  $t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ ;  $s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ .

Con riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb ( $\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi$ ), la relazione tra i parametri  $c'$  e  $\varphi'$  (piano  $\tau, \sigma$ ) e  $t_f$  ed  $\alpha$  (piano  $t, s$ ) è indicata in Figura 2.4.

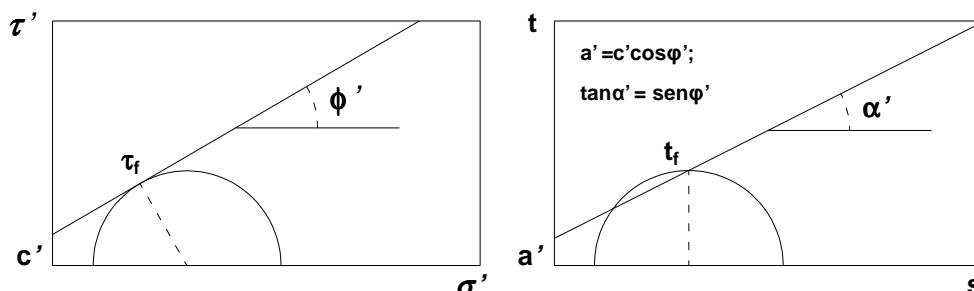


Figura 2.4. Corrispondenza tra intercetta e pendenza dell'involucro di rottura nei piani  $\tau, \sigma'$  e  $t, s'$

	$Y_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$Y$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$Y_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$	$k$ [m/s]	$c'$ [kPa]	$\phi'$	$E'_0$ [kPa]
R		18-19	20-22					
P1	13	15	18	0.42	$10^{-5} - 10^{-7}$	0	35°	-
P2	11.5	13	17	0.53	$10^{-5} - 10^{-7}$	0	35°	-
PPN	12	15.5		0.48		0	34°	-
S	14.5		19	0.42	$10^{-4}$	0	38°	-
LS	13.5		17.5	0.45	-	60	28°	-
TGN	11-12		16-17	0,55	$10^{-6}-10^{-7}$	800-1000	27°-28°	1500-2000

Tabella 2.1 Principali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni individuati (R=Riporto; P1=Pozzolane rimaneggiate; P2=Pozzolane in sede; PPN=Pila piroclastica napoletana; S=Sabbie; LS=Limi con sabbia; TGN=Tufo giallo napoletano)

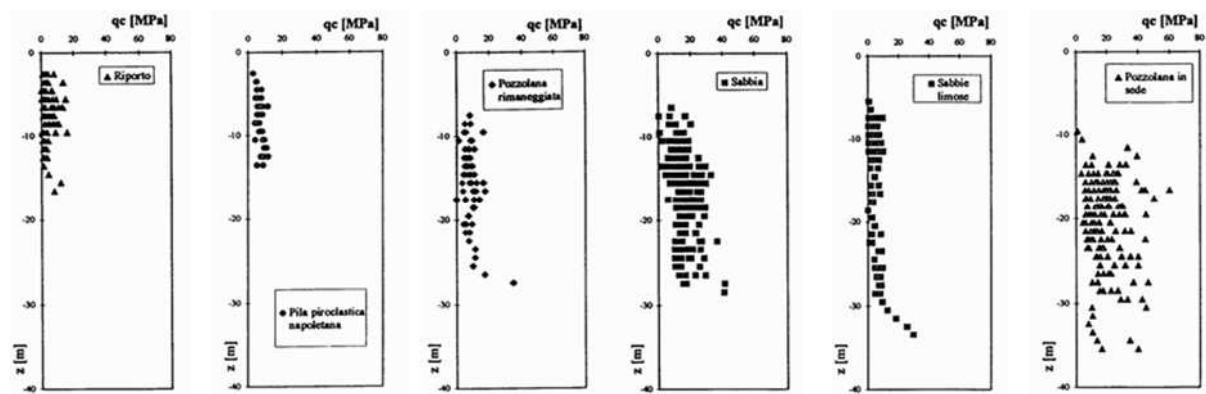


Figura 2.5 Risultati delle prove penetrometriche statiche eseguite lungo il tracciato tra il 1978 ed il 1997

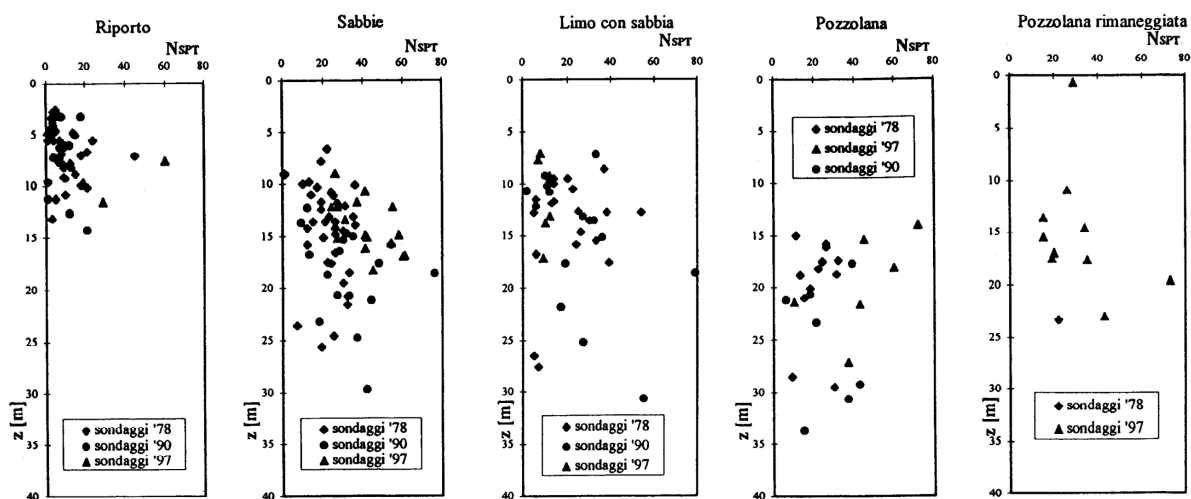


Figura 2.6 Risultati delle prove penetrometriche dinamiche eseguite lungo il tracciato tra il 1978 ed il 1997

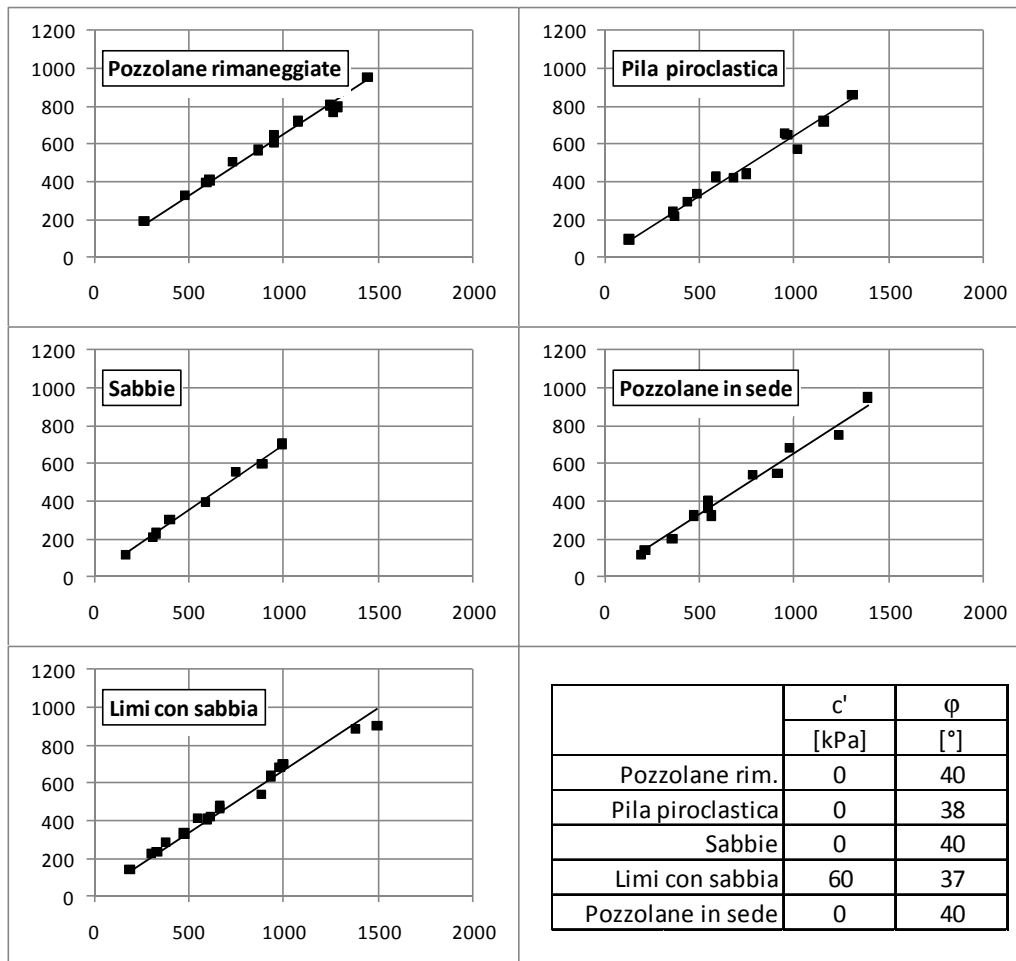


Figura 2.7 Risultati delle prove di laboratorio

#### 2.2.4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per limitare la subsidenza indotta dagli scavi e ridurre al minimo i punti di interferenza dei lavori di costruzione della Tratta Bassa con il traffico superficiale, in sede di progetto si è stabilito di realizzare le gallerie di linea e di stazione all'interno del banco tufaceo.

Le prime consistono in due canne affiancate a sezione circolare, di diametro interno 5,85 m, poste ad un interasse di 11 m circa; la lunghezza complessiva di ciascuna canna è di 3,9 km.

Le seconde, in numero di 4 per ciascuna stazione, hanno una sezione sagomata a ferro di cavallo, più ampia rispetto a quella delle gallerie di linea per poter ospitare le banchine; il diametro equivalente è di 8,4 m e la lunghezza complessiva è di circa 900 m.

Anche se in genere il tufo è un materiale dotato di buona resistenza meccanica e di ridotta permeabilità, nell'area interessata dallo scavo della Tratta Bassa esso è frequentemente caratterizzato dalla presenza di fratture sub-verticali, denominate scarpine. Le tecniche di scavo delle gallerie di linea e di stazione sono state perciò scelte tenendo conto che sia le une che le altre sono sotto falda, che il battente idrico è elevato e che, attraverso le scarpine, si sarebbero potuti innescare facilmente fenomeni locali di trasporto d'acqua e materiale solido, con conseguente subsidenza.

Le gallerie di linea sono state scavate mediante macchine scudate, dotate di un sistema di bilanciamento della spinta dell'acqua e del terreno al fronte (EPB) ed all'interno delle quali il rivestimento definitivo, costituito da conci prefabbricati in c.a., viene posto in opera in fase di avanzamento, così da contenere al massimo le perdite di volume.

Le gallerie di stazione e le discenderie, ovvero i cunicoli che ospitano gli impianti di risalita dal piano banchina al piano stradale, sono state invece realizzate mediante tecnica tradizionale (scavo a sezione piena con fresa puntuale, pre-rivestimento di centine metalliche, rete elettrosaldata e spritz beton, posa in opera della guaina di impermeabilizzazione e getto del rivestimento definitivo), previo consolidamento ed impermeabilizzazione del fronte e del contorno dello scavo mediante congelamento artificiale del terreno e/o iniezioni chimiche e cementizie (Figura 2.8).

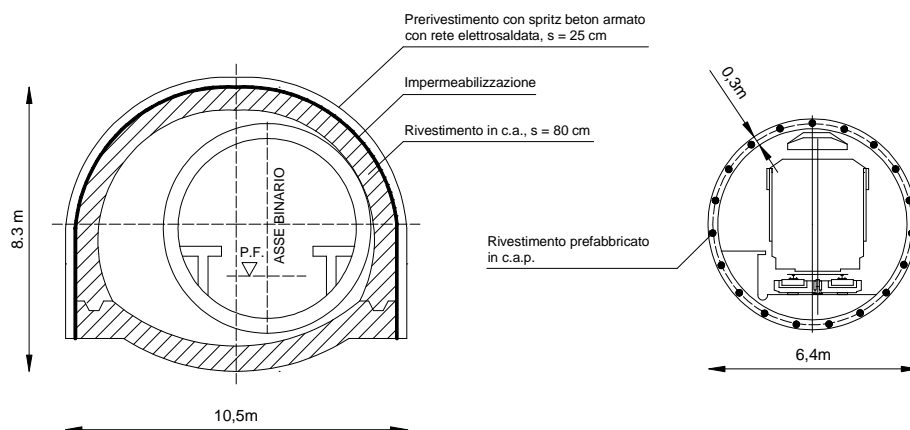


Figura 2.8 Sezioni tipo delle gallerie di stazione e di linea

La scelta di scavare le gallerie nel tufo ha reso necessaria, per la costruzione delle cinque stazioni previste lungo il tracciato (Toledo, Municipio, Università, Duomo e Garibaldi), l'esecuzione di scavi aperti di notevole profondità. I pozzi, a pianta rettangolare, sono

tutti centrati sulle gallerie di linea ad eccezione della stazione Toledo, che per mancanza di spazio è stata realizzata di fianco alle gallerie.

Le dimensioni degli scavi variano da stazione a stazione, ma mediamente l'area in pianta è di circa 900 m<sup>2</sup> e la profondità è compresa nell'intervallo 35-50 m.

Dal momento che i pozzi attraversano prevalentemente terreni sciolti sotto falda, prima dello scavo sono stati realizzati dei diaframmi perimetrali in cemento armato, infissi nella formazione tufacea di base.

I diaframmi sono costituiti da pannelli di spessore 1 metro, larghezza compresa tra 2,5 e 2,8 metri ed altezza variabile da stazione a stazione, ma in ogni caso maggiore di 35 m.

I pannelli sono stati gettati in opera in trincee realizzate mediante un' idrofresa di 7 m di altezza, dotata di un dispositivo elettronico di controllo e correzione della verticalità delle pareti di scavo. L'uso di questa macchina ha garantito l'efficace penetrazione nel materiale litoide di base e, grazie alla circolazione inversa di fanghi bentonitici, la stabilità e l'impermeabilità delle pareti di scavo nei terreni sciolti soprastanti. Inoltre, il controllo delle deviazioni delle pareti di scavo dalla verticale ha permesso di ottenere un'adeguata compenetrazione dei pannelli e dunque una buona tenuta idraulica dei diaframmi.

Per renderli maggiormente collaboranti durante l'esecuzione dello scavo dei pozzi, i singoli pannelli sono stati collegati alla testa da una trave di coronamento in c.a.

Infine, per limitare il più possibile gli spostamenti indotti dallo scavo, durante l'approfondimento i pannelli sono stati vincolati su più livelli mediante telai metallici, impalcati in c.a. e/o tiranti di ancoraggio.

## **2.3 LA STAZIONE GARIBALDI**

### **2.3.1 GEOMETRIA DELLO SCAVO**

Lo scavo per l'alloggiamento della stazione Garibaldi (Figura 2.9 e Figura 2.10) ha una pianta rettangolare di dimensioni (21 x 46) m<sup>2</sup> ed è profondo 45 m dal piano campagna, mediamente a quota +12,5 m s.l.m.

Le pareti sono sostenute da pannelli in calcestruzzo armato di spessore 1 m, larghezza 2,5 ÷ 2,8 m ed altezza 50 m. I pannelli, compenetrati per garantire la tenuta idraulica, sono resi ulteriormente solidali da una trave di collegamento sommitale, anch'essa in calcestruzzo armato.

Per limitare gli spostamenti dei pannelli e del terreno a tergo durante l'approfondimento dello scavo, il diaframma perimetrale del pozzo è stato vincolato a diverse quote:

- alla testa, mediante un telaio di puntoni metallici che fanno contrasto sulla trave di coronamento;
- alle profondità di 9, 15, 21 e 27 metri, mediante solai realizzati in fase di avanzamento dello scavo (tecnica del top down);
- alle profondità di 17,5; 23,5; 25,5; 30,5; 35,5 e 40 metri, mediante tiranti di ancoraggio di diversa lunghezza, inclinazione e armatura come sinteticamente indicato nella Figura 2.10.

La stazione è ubicata in Piazza Garibaldi, a breve distanza dalla Stazione Napoli Centrale delle Ferrovie dello Stato e si caratterizza, in particolare, per la presenza di due edifici in muratura per civile abitazione, di 5 e 7 piani rispettivamente, indicati in Figura 2.9 come Edificio Lato Duomo ed Edificio Lato CDN, ad una distanza di appena 3,5 m dal diaframma di sostegno.

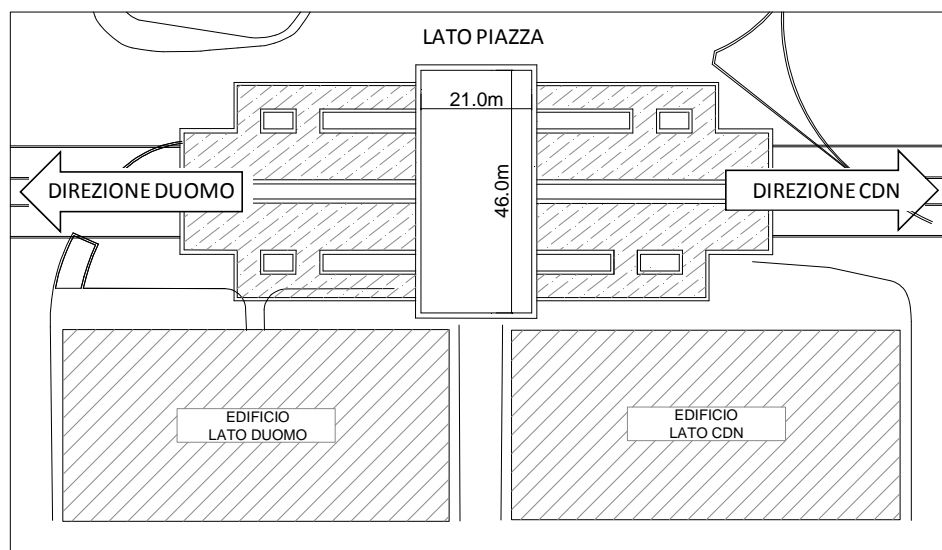


Figura 2.9 Pianta Stazione Garibaldi



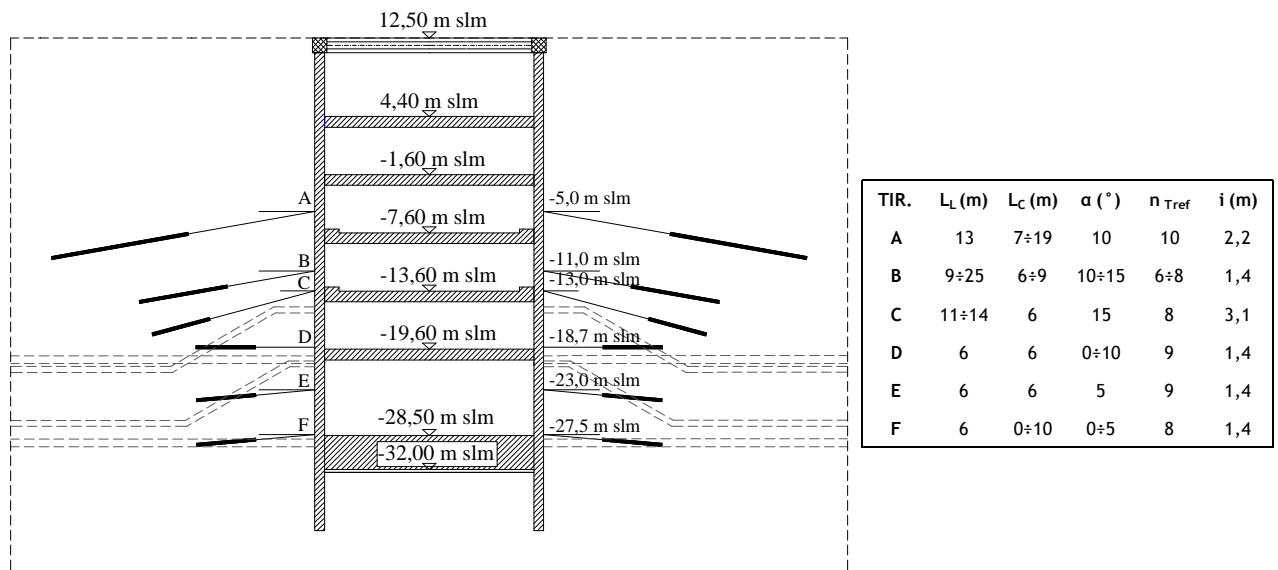


Figura 2.10 Sezione tipo Stazione Garibaldi

### 2.3.2 STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI

Al fine di ricostruire la stratigrafia dei terreni interessati dallo scavo del pozzo e di definirne le caratteristiche fisico-meccaniche, sono state condotte diverse campagne di indagini geognostiche (sondaggi stratigrafici, prove penetrometriche statiche e dinamiche, prove di laboratorio), che si sono susseguite tra il 1978 ed il 2001.

In Figura 2.11 è indicata l'ubicazione in pianta di alcune verticali indagate.

In Figura 2.12 sono riportate, a titolo di esempio, le colonne stratigrafiche ricostruite attraverso i sondaggi indicati in Figura 2.11 con le sigle U16 ed U17 (1997). Nella stessa figura sono diagrammati i valori della resistenza penetrometrica misurati mediante CPT e SPT lungo le medesime verticali.

La successione stratigrafica individuata a partire dal piano campagna è la seguente:

- materiale di riporto (frammenti lapidei di varia natura in una matrice sabbio-limosa);
- pozzolane rimaneggiate (granulometria variabile da limo-sabbiosa a sabbio-limosa);
- depositi di spiaggia (sabbia monogranulare con abbondanti residui di gusci e alghe);
- pozzolane in sede;
- tufo giallo napoletano.

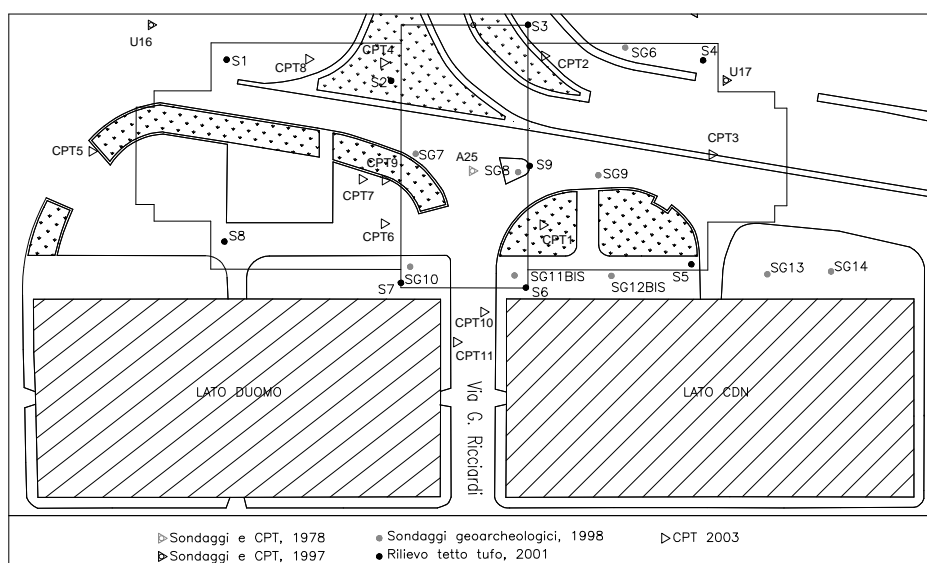


Figura 2.11 Ubicazione in pianta delle verticali indagate presso la Stazione Garibaldi

Il materiale di riporto antropico è presente fino alla quota di +3,3 m s.l.m.; il tetto del tufo è stato rinvenuto tra le quote -21 e -22 m s.l.m. Tra i riporti ed il tufo si alternano pozzolane e depositi di spiaggia, caratterizzati, come testimonia la variabilità dei valori di resistenza penetrometrica misurati, da una forte variabilità del grado di addensamento.

I sondaggi geo-archeologici del 1998, contrassegnati con la sigla SG in Figura 2.11, ed i sondaggi a distruzione del 2001, contrassegnati con la sigla S in Figura 2.11, hanno permesso, rispettivamente, di individuare con maggior precisione lo spessore dei materiali di riporto e la profondità del tufo in prossimità del pozzo stazione. Le quote del letto dei riporti e del tetto del tufo desunte da tali sondaggi sono riportate in Tabella 2.2.

Nell'area del pozzo, dunque, il banco di tufo emerge a quote più elevate rispetto al centro di Piazza Garibaldi (sondaggi U16 e U17), la profondità rispetto al piano campagna (mediamente a quota +12,5 m s.l.m.) è di circa 28 metri; i riporti hanno invece uno spessore di circa 7 metri. I 20 metri di terreno tra i riporti e la formazione tufacea di base, infine, sono costituiti da un'alternanza caotica di depositi fluvio - palustri e pozzolane, di granulometria variabile tra la sabbia e la sabbia limosa (Figura 2.13).

Il pelo libero della falda è mediamente a quota + 3,1 m s.l.m.

In Tabella 2.3 è riportato un prospetto riassuntivo delle proprietà fisiche delle pozzolane e dei depositi di spiaggia determinate attraverso prove di laboratorio.

In Figura 2.14, infine, sono diagrammate le variazioni del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito desunte dalla variazione della resistenza penetrometrica media alla punta con la profondità (Schmertmann, 1976 e 1978).

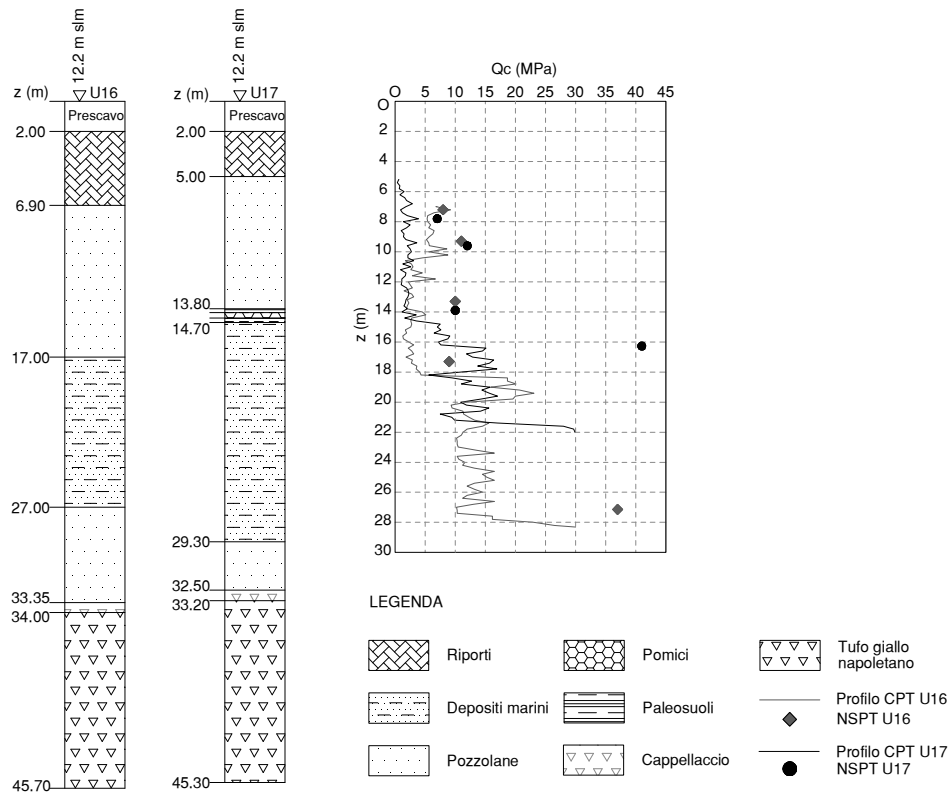


Figura 2.12 Colonne stratigrafiche e profili CPT nell'area della Stazione Garibaldi

	Quota p.c. (m s.l.m.)	Quota tetto tufo (m s.l.m.)		Quota p.c. (m s.l.m.)	Quota letto riporti (m s.l.m.)
S1	12,86	-17,14	SG6	12,62	6,12
S2	12,97	-14,53	SG7	12,65	4,95
S3	11,08	-18,42	SG8	12,79	6,09
S4	12,6	-17,9	SG9	12,56	6,06
S5	12,62	-15,38	SG10	12,6	5,5
S6	12,63	-15,37	SG11BIS	12,62	6,12
S7	12,63	-14,37	SG12BIS	12,62	5,22
S8	12,45	-15,55	SG13	12,6	6,6
S9	12,67	-15,33	SG14	12,58	6,28

Tabella 2.2 Quote assolute del tetto del tufo e del letto del materiale di riporto al contorno della Stazione Garibaldi

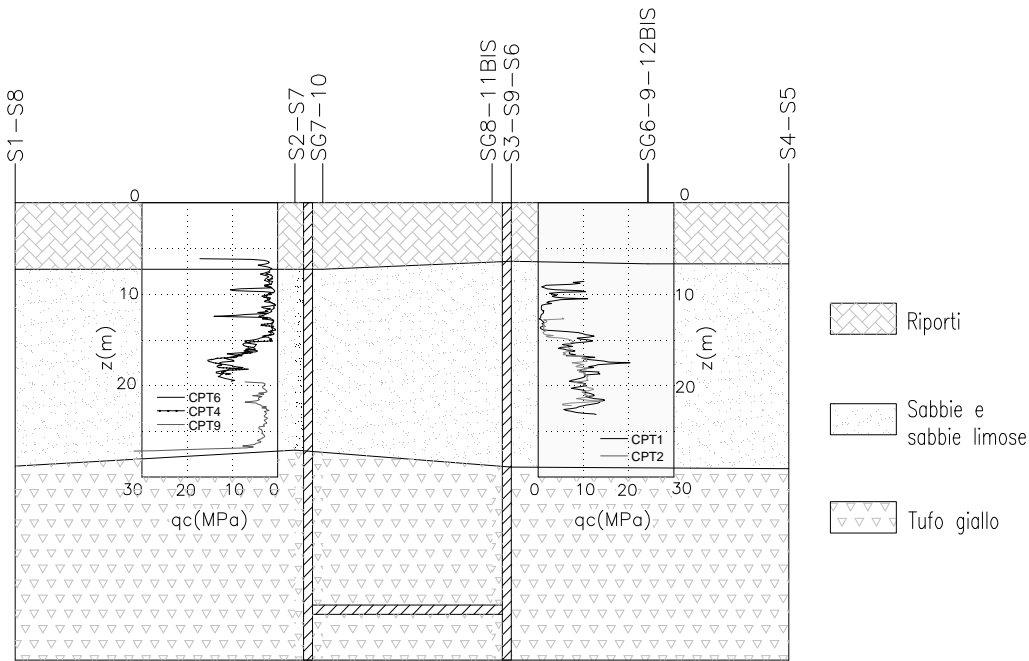


Figura 2.13 Stratigrafia schematica dei terreni nell’area della Stazione Garibaldi

	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_0$	$e_0$	$S_r$	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_0$	$\varphi$ (°)
Pozzolane rimaneggiate	23,8	16,3	11,4	0,43	1,10	0,95	16,6	0,52	33,5
Depositi di spiaggia	23,8	19,2	16,1	0,20	0,49	0,98	19,3	0,33	38
Pozzolane in sede	23,9	16,5	11,7	0,42	1,06	0,96	16,8	0,51	38

Tabella 2.3 Caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni nell’area della Stazione Garibaldi

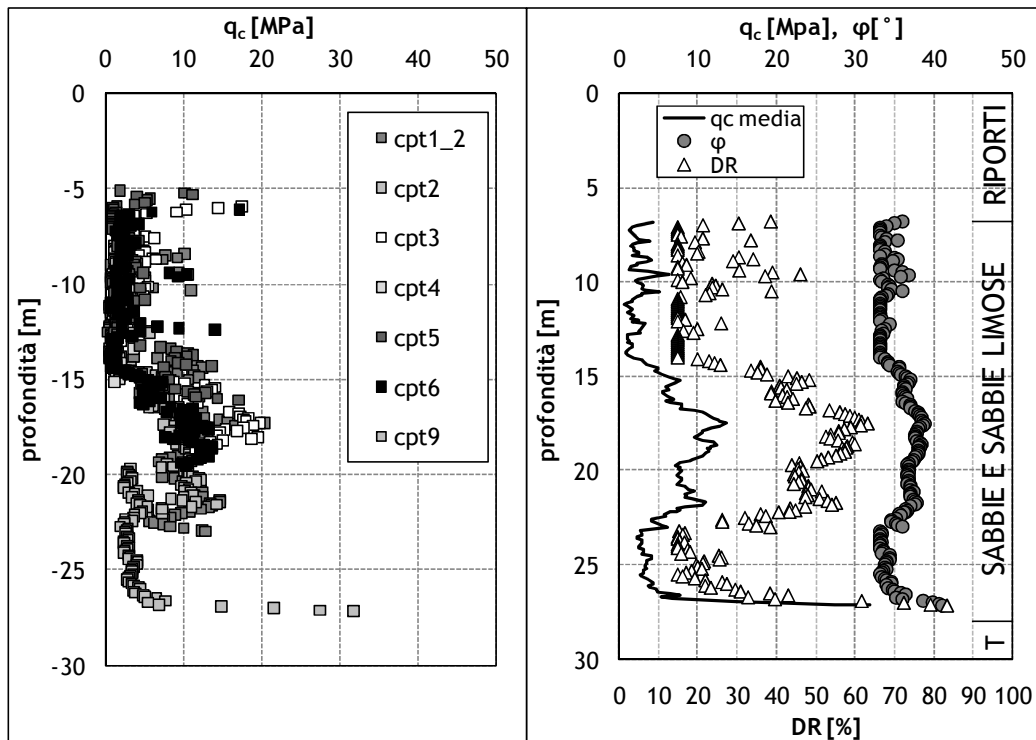


Figura 2.14 Risultati delle prove penetrometriche statiche e valori della densità relativa e dell'angolo d'attrito corrispondenti al profilo di resistenza media alla punta del cono.

### 2.3.3 CRONOLOGIA DELLE LAVORAZIONI

Lo scavo del pozzo stazione ha avuto inizio nel novembre 2002 e, considerate le notevoli dimensioni in pianta, è stato eseguito in maniera parzializzata. Più esattamente, raggiunta la quota della calotta delle gallerie di stazione (approssimativamente -21 m s.l.m.), lo scavo è stato completato dapprima sul lato edifici (ottobre 2004) e successivamente sul lato piazza (ottobre 2005); in tale periodo le operazioni di approfondimento del pozzo si sono intersecate con quelle inerenti allo scavo delle gallerie di stazione sul lato edifici, prima nella direzione CDN e poi nella direzione Duomo. Il dettaglio delle lavorazioni eseguite in tale periodo è riportato in Tabella 2.4.

Le gallerie di stazione sul lato piazza e le quattro discenderie sono state realizzate (prima in direzione CDN e dopo in direzione Duomo) una volta raggiunta la quota di fondo scavo nell'intera area del pozzo ed hanno impegnato un periodo di circa 3 anni, dal 2006 al 2009. Non si riporta in dettaglio la tempistica di tali lavorazioni in quanto gli effetti prodotti dal congelamento artificiale del terreno e dal successivo scavo delle gallerie non sono oggetto della presente Tesi.

APPROFONDIMENTO DEL POZZO STAZIONE	DATA FINE LAVORAZIONE
Installazione diaframmi perimetrali	19-10-02
Scavo a quota + 3,3 m s.l.m. ed installazione dei puntoni in testa	10-12-02
Costruzione del primo impalcato	19-02-03
Scavo a quota -2,7 m s.l.m.	17-06-03
Costruzione del secondo impalcato	18-07-03
Scavo a quota -6 m s.l.m. ed installazione livello A di ancoraggi	22-08-03
Tesatura ancoraggi livello A	11-09-03
Scavo a quota -8,7 m s.l.m.	30-09-03
Costruzione del terzo impalcato	04-11-03
Scavo a quota -12 m s.l.m. ed installazione livello B di ancoraggi	18-11-03
Scavo a quota -14 m s.l.m.	17-02-04
Tesatura ancoraggi livello B + ed installazione livello C di ancoraggi	28-02-04
Tesatura ancoraggi livello C	08-03-04
Scavo a quota -14,7 m s.l.m.	30-03-04
Costruzione del quarto impalcato	26-05-04
Scavo a quota -19,7 m s.l.m. ed installazione livello D di ancoraggi	19-06-04
Tesatura ancoraggi livello D	10-07-04
Scavo a quota -24,5 m s.l.m. ed installazione livello E di ancoraggi	31-08-04 (30-12-04)
Tesatura ancoraggi livello E	14-09-04
Scavo a quota -28,5 m s.l.m. ed installazione livello F di ancoraggi	28-09-04 (30-08-05)
Tesatura ancoraggi livello F	29-10-04
Raggiungimento del fondo scavo a -37,5 m s.l.m.	30-10-04 (30-09-05)
<b>SCAVO GALLERIE LATO EDIFICI</b>	
Inizio congelamento direzione CDN	19-10-04
Inizio congelamento direzione DUOMO	13-12-04
Inizio scavo galleria di stazione direzione CDN	13-07-05
Fine scavo galleria di stazione direzione CDN	27-08-05
Fine getto rivestimento definitivo direzione CDN	21-09-05

Tabella 2.4 Cronologia delle lavorazioni eseguite durante l'approfondimento del pozzo stazione (novembre 2002- settembre 2005)

#### 2.3.4 PIANO DI MISURE E CONTROLLI

Per l'intera durata dei lavori di costruzione della Stazione Garibaldi, è stata svolta un'estesa attività di monitoraggio mirata alla misura degli effetti prodotti al contorno ed al controllo della corretta esecuzione dei lavori. Durante l'approfondimento del pozzo le grandezze tenute sotto osservazione sono state:

- le variazioni del livello di falda;
- gli spostamenti delle pareti perimetrali del pozzo;
- lo stato di sforzo nei tiranti;
- i cedimenti dei due edifici adiacenti alla stazione.

La strumentazione installata a tale scopo è costituita da:

- n.10 piezometri a tripla cella del tipo Casagrande disposti all'esterno dell'area di scavo (Tabella 2.5);
- n.1 piezometro a tubo aperto (PTA) disposto all'interno dell'area di scavo;
- n.6 tubazioni inclinometriche disposte all'interno di alcuni pannelli del diaframma di sostegno perimetrale;
- n.17 celle di carico disposte alla testa di altrettanti tiranti (Tabella 2.6);
- n.16 capisaldi materializzati lungo le facciate esterne dei due edifici adiacenti al pozzo (n.8 su ciascun edificio);

Una planimetria con l'ubicazione degli strumenti installati per il monitoraggio è riportata in Figura 2.15.

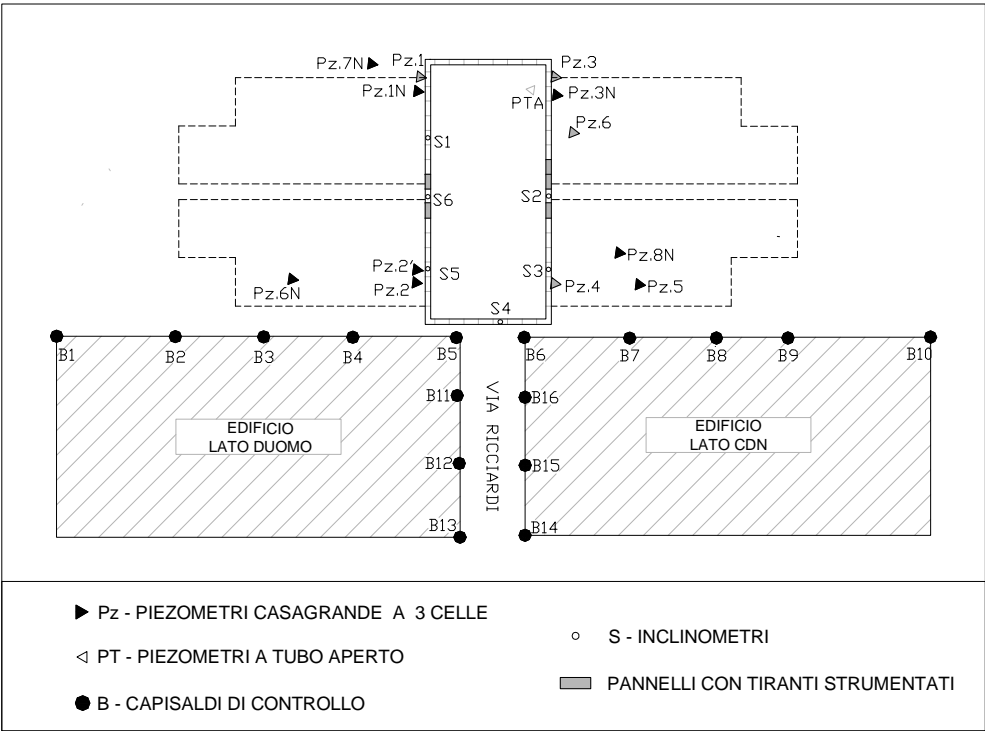


Figura 2.15 Ubicazione in pianta degli strumenti installati per il monitoraggio presso la Stazione Garibaldi

Pz	z (m s.l.m.)	Lato	terreno	Pz	z (m s.l.m.)	terreno	Lato
1	-4,0	DUOMO	S	5	-4,0	S	CDN
	-13,0		S		-13,0	S	
	-38,0		T		-38,0	T	
1N	-4,4	DUOMO	S	5'	-1,5	S	CDN
	-23,9		T		-13,0	S	
	-38,0		T		-38,0	T	
2	-4,0	DUOMO	S	6	-53,5	T	CDN
	-13,0		S	6N	-4,5	S	DUOMO
	-38,0		T		-19,6	T	
2'	-10,3	DUOMO	S	7N	-36,6	T	DUOMO
	-16,4		T		-5,1	S	
	-38,4		T		-18,7	T	
3	-4,0	CDN	S	8N	-37,5	T	CDN
	-13,0		S		-6,2	S	
	-38,0		T		-21,2	T	
3N	-4,0	CDN	S		-37,9	T	
	-13,0		S	S = sabbia			
	-38,0		T	T = tufo			
4	-4,0	CDN	S	Pz, data di installazione gen-03			
	-13,0		S	PzN, data di installazione apr-04			
	-38,0		T	Pz', letture manuali			

Tabella 2.5 Quote assolute delle celle piezometriche al contorno della Stazione Garibaldi



Fila	Tirante	LATO	z [m s.l.m.]	L <sub>c</sub> [m]	L <sub>L</sub> [m]	$\alpha$ [°]	N.Trefoli	N <sub>teor.</sub> [kN]
I	12	CDN	-5,0	14	13	10	10	1600
II	68	CDN	-11,0	6	15	15	8	1060
	73	CDN	-11,0	9	9	10	6	848
III	145	CDN	-13,0	6	11	15	8	1060
	154	DUOMO	-13,0	6	11	15	8	1060
	161	DUOMO	-13,0	6	11	15	8	1060
IV	200	CDN	-18,7	6	6	10	9	1060
	205	CDN	-18,7	6	6	0	9	1060
	244	DUOMO	-18,7	6	6	0	9	1060
	245	DUOMO	-18,7	6	6	0	9	1060
	249	DUOMO	-18,7	6	6	10	9	1060
V	305	CDN	-23,7	6	6	5	9	1060
	344	DUOMO	-23,7	6	6	5	9	1060
	349	DUOMO	-23,7	6	6	5	9	1060
VI	401	CDN	-27,5	6	6	0	8	1060
	405	CDN	-27,5	6	6	5	8	1060
	444	DUOMO	-27,5	6	6	5	8	1060

Tabella 2.6 Caratteristiche dei tiranti strumentati presso la Stazione Garibaldi

### 2.3.5 RISULTATI SALIENTI

Le informazioni di maggiore interesse raccolte mediante il monitoraggio sono sintetizzate in forma grafica nelle figure di seguito riportate.

La Figura 2.16 mostra le variazioni del livello di falda registrate da gennaio 2003 a settembre 2005 rispetto alla quota media rilevata nell'area del pozzo durante le diverse campagne di indagine eseguite (+3,1 m s.l.m.). Le misure riportate rappresentano le variazioni massime e minime misurate alle celle installate nelle sabbie (tra le quote -1,5 e -6,2 m s.l.m. e tra le quote -10,3 e -13,0 m s.l.m.) e nel tufo (tra le quote -16,4 e -53,5 m s.l.m.). Con il tempo molte celle piezometriche si sono ostruite, a fine scavo solo i piezometri Pz6N e Pz7N risultavano leggibili.

Grazie alla ridotta permeabilità del tufo, le sabbie non hanno risentito dell'abbassamento della quota piezometrica determinato nella formazione tufacea dall'aggettamento; infatti mentre le celle installate nel tufo hanno fatto registrare variazioni del livello di falda piuttosto pronunciate, per le celle installate nelle sabbie le variazioni registrate sono risultate modeste.

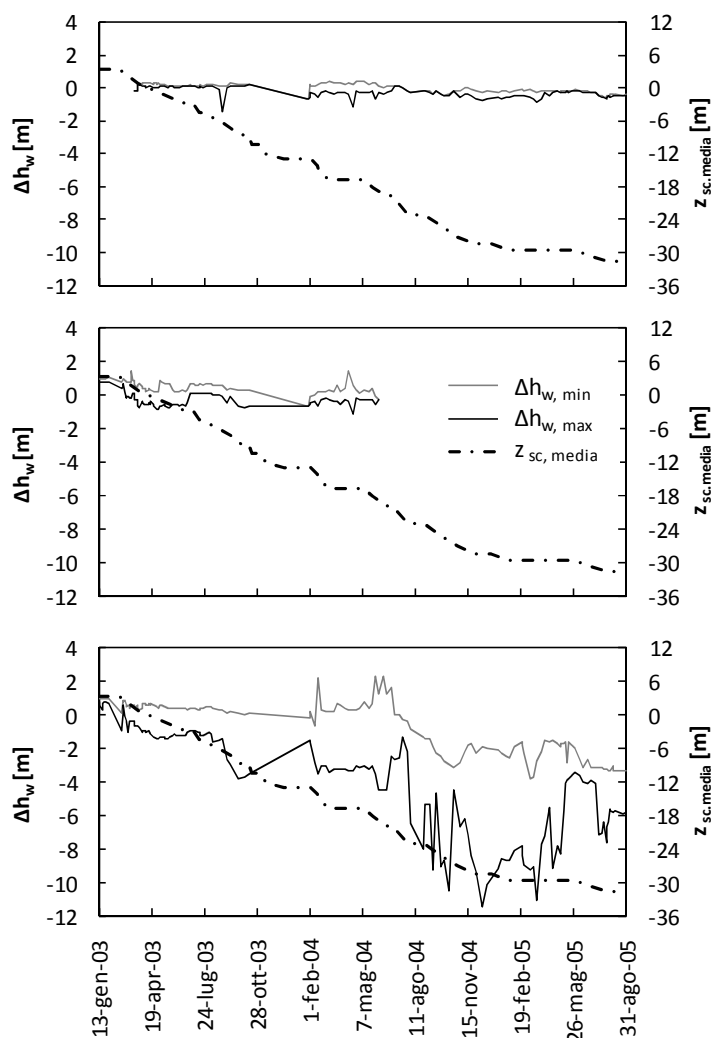


Figura 2.16 Stazione Garibaldi. Oscillazioni della quota piezometrica rispetto al valore di riferimento (+3,1 m s.l.m.)

In Figura 2.17 è diagrammata l'evoluzione temporale degli spostamenti orizzontali massimi misurati lungo le sei verticali strumentate con sonde inclinometriche (S1, S5 e S6 sul lato Duomo; S4 sul lato Edifici; S2 e S3 sul lato CDN). Nella stessa figura è indicata la data dell'ultima lettura disponibile per ciascun inclinometro:

- per l'inclinometro S4 le misure si sono interrotte il 22 agosto 2003, quando la quota di fondo scavo sul lato edifici era -6 m s.l.m. e lo spostamento massimo misurato risultava inferiore a 5 mm;
- per l'inclinometro S3 le misure si sono interrotte il 17 dicembre 2003, quando la quota di fondo scavo sul lato edifici era -12 m s.l.m. e lo spostamento massimo misurato risultava pari a circa 24 mm;

- per l'inclinometro S6, infine, le misure si sono interrotte il 17 febbraio 2004, quando la quota di fondo scavo era -14 m s.l.m. e lo spostamento massimo misurato risultava pari a circa 40 mm. Tale valore peraltro è da considerare anomalo a giudicare dal confronto con le configurazioni deformate assunte dai pannelli strumentati con gli inclinometri S1 ed S2 alla stessa data (Figura 2.18).

Per quanto riguarda l'inclinometro S5, sebbene siano disponibili misure fino all'agosto 2005, la tubazione è risultata ostruita al di sotto dei 20 m di profondità dal piano campagna, fin dalla prima lettura.

In conclusione, soltanto per i pannelli strumentati con gli inclinometri S1 ed S2 è stato possibile ricostruire il profilo di spostamenti lungo l'intera altezza, almeno fino all'8 giugno 2004 ( $z_{sc} = -19,7$  m s.l.m. sul lato edifici,  $z_{sc} = -16,6$  m s.l.m. sul lato piazza); successivamente, le misure ai due inclinometri sono state riazzerate e per l'inclinometro S2 la sonda non ha potuto raggiungere profondità maggiori di 23 m dal piano campagna.

L'evoluzione dei relativi profili di spostamento con le fasi di scavo è riportata in Figura 2.19.

Per entrambi, escludendo le letture successive al 19 ottobre 2004, data in cui ha avuto inizio l'intervento di congelamento preliminare allo scavo delle gallerie di stazione (Tabella 2.4), lo spostamento orizzontale massimo è stato misurato il 17 febbraio 2004, in corrispondenza di una quota di fondo scavo pari a -14 m s.l.m. ed è stato maggiore per l'inclinometro S2, ubicato in corrispondenza della mezzeria del diaframma sul lato CDN, ( $u_{max} = 35,2$  mm a -7,5 m s.l.m.) che per l'inclinometro S1, più prossimo allo spigolo del pozzo stazione ( $u_{max} = 20,2$  mm a -6,5 m s.l.m.).

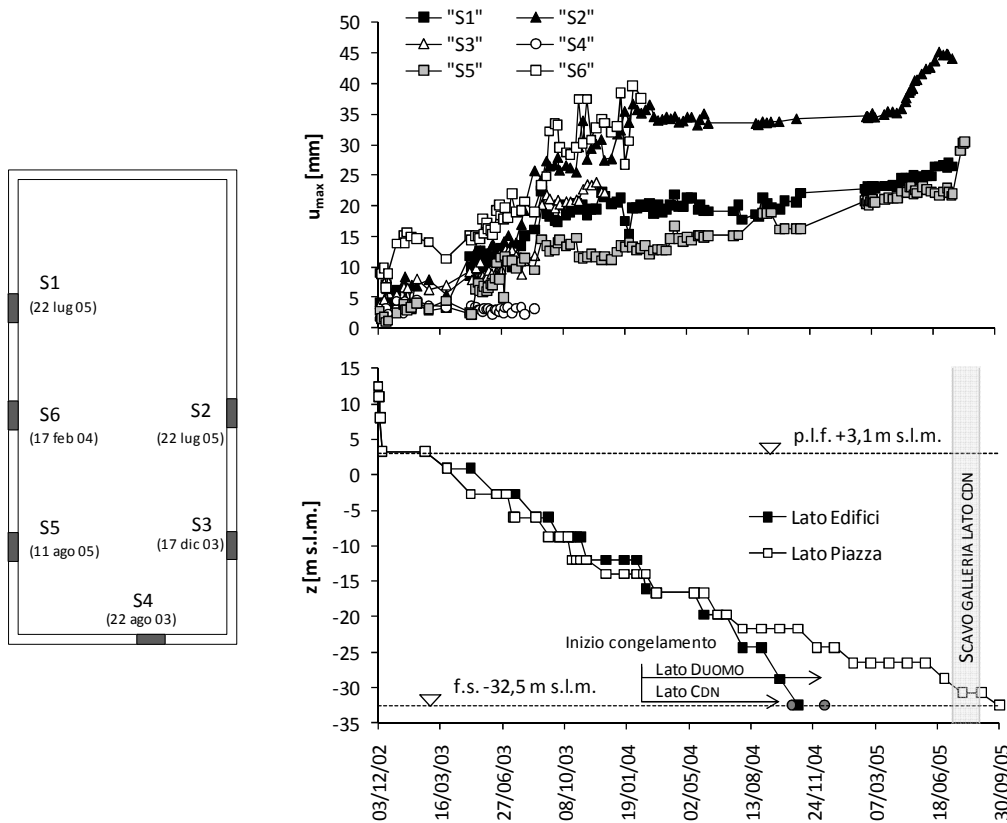


Figura 2.17 Evoluzione temporale degli spostamenti orizzontali massimi misurati agli inclinometri installati presso la Stazione Garibaldi

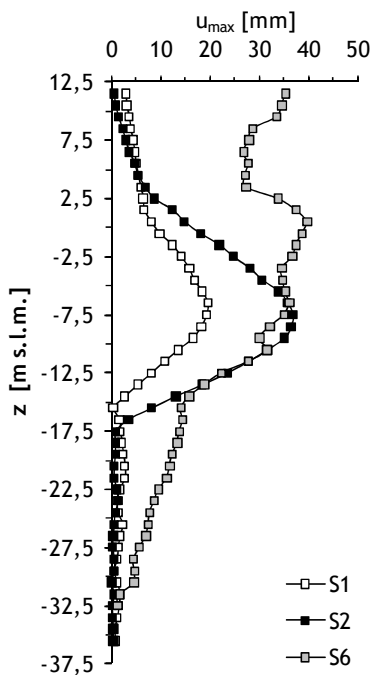


Figura 2.18 Stazione Garibaldi. Configurazione deformata dei pannelli in corrispondenza degli inclinometri S1, S2 e S6.

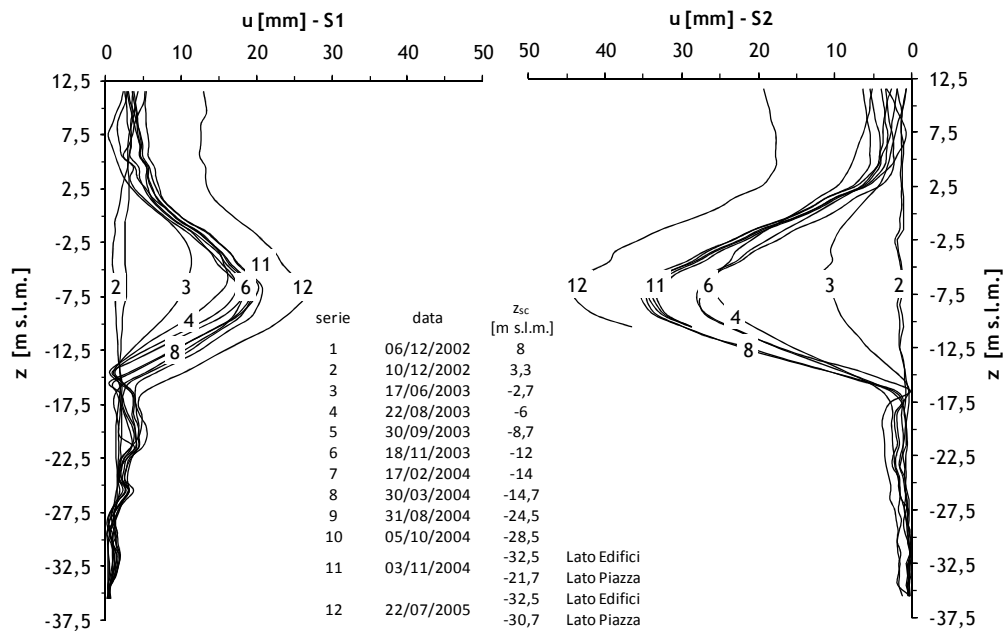


Figura 2.19 Stazione Garibaldi. Evoluzione temporale dei profili di spostamento relativi agli inclinometri S1 e S2

In Figura 2.20 sono riportati i valori di sforzo normale misurati, in corrispondenza dei 17 ancoraggi strumentati con celle di carico, al progredire dello scavo. Nella stessa figura sono indicati la posizione in pianta ed il valore teorico del carico di esercizio di ciascuno di essi, nonché le date di inizio degli interventi di congelamento sui due lati del pozzo.

Durante l'approfondimento, i valori misurati sono risultati inferiori allo sforzo teorico di esercizio e pressoché costanti per la quasi totalità dei tiranti; tuttavia a seguito dell'attivazione degli impianti di congelamento, dapprima sul lato CDN e poi sul lato Duomo, i tiranti più profondi (quindi più prossimi all'area di intervento) hanno fatto registrare notevoli (e talvolta repentine) variazioni del valore dello sforzo normale. Al termine dello scavo del pozzo stazione (settembre 2005), l'incremento di carico maggiore rispetto al valore teorico è stato misurato sul lato CDN, in corrispondenza dei tiranti a quota -18,7 m s.l.m. ( $\Delta N = +100\%$ ).

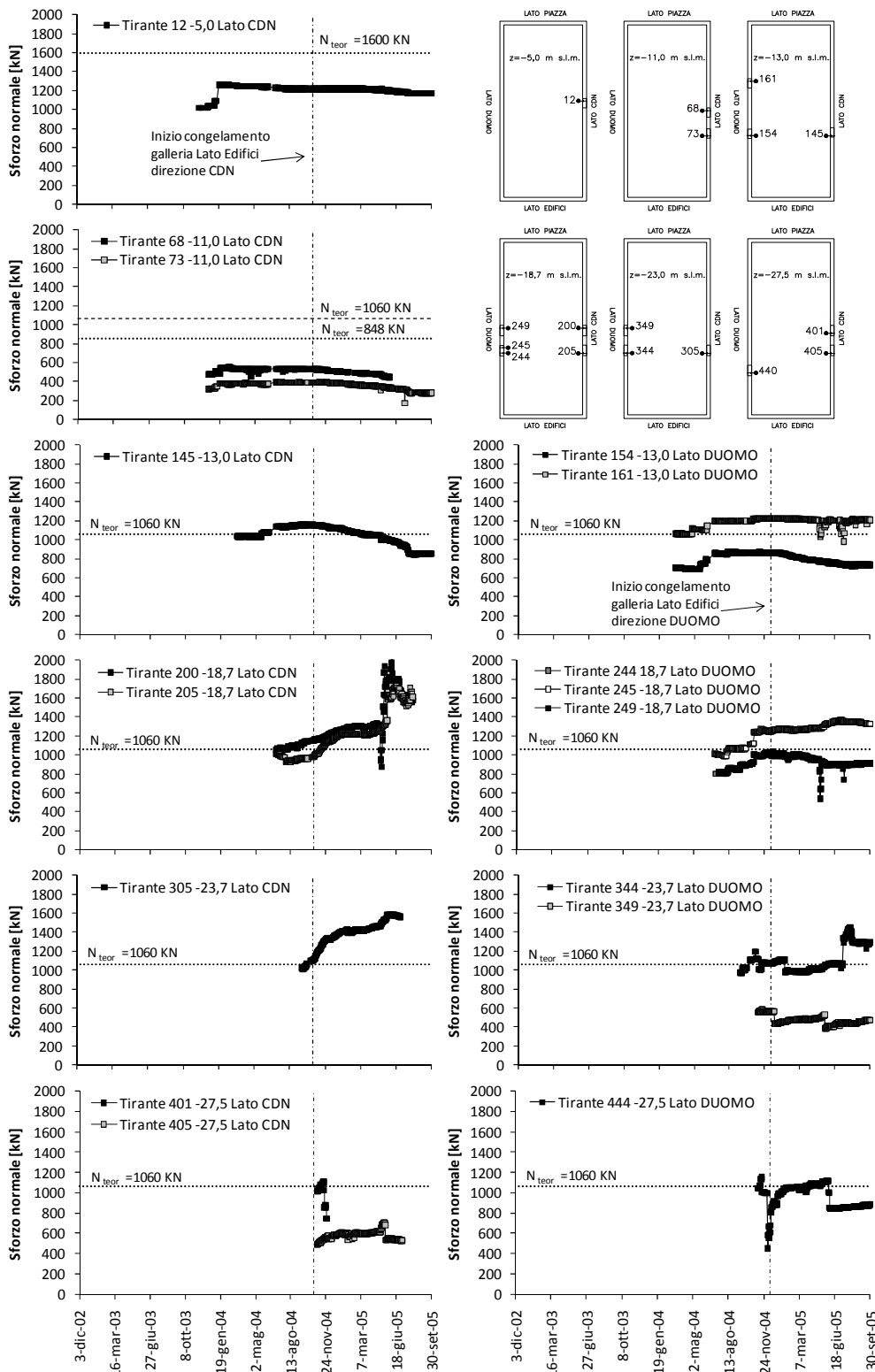


Figura 2.20 Stazione Garibaldi. Evoluzione temporale dello sforzo normale misurato ai tiranti strumentati a diverse quote.

Si riportano infine i risultati del monitoraggio relativi ai cedimenti subiti dai due edifici posti sotto osservazione.

La Figura 2. 22 mostra l'evoluzione temporale dei cedimenti misurati e delle corrispondenti distorsioni angolari massime,  $\beta_{ij} = \frac{w_i - w_j}{L_{ij}}$ .

Gli spostamenti maggiori si sono verificati in corrispondenza degli spigoli dei due fabbricati (caposaldo B5, Lato Duomo e caposaldo B6, Lato CDN); alla data di ultimazione dello scavo sul fronte Edifici, i valori massimi misurati sono stati rispettivamente 22,5 mm e 32,7 mm. Ulteriori cedimenti si sono verificati sul Lato CDN a seguito dello scavo della galleria di stazione (luglio-agosto 2005); pertanto a settembre 2005, quando la quota di fondo scavo è stata raggiunta per l'intero pozzo, il cedimento del caposaldo B6 ha raggiunto il valore 37,8 mm. Anche le distorsioni angolari sono state maggiori per l'edificio sul Lato CDN:  $\beta_{\max}=1 \times 10^{-3}$ , al completamento dello scavo sul Lato Edifici e  $\beta_{\max}=1,2 \times 10^{-3}$ , a scavo interamente ultimato.

Le configurazioni deformate assunte dai due edifici al progredire dello scavo, ricavate in maniera approssimativa a partire dai cedimenti dei capisaldi allineati sui lati lunghi e corti di entrambi, sono tracciate in Figura 2. 23. A fine scavo, la concavità è rivolta verso il basso (hogging) lungo tutti gli allineamenti, tranne B1-B5 (lato lungo dell'edificio Lato Duomo) che presenta un flesso più o meno al centro (sagging, nella parte più vicina al pozzo). In ogni caso i valori dei parametri di deformazione (distorsione angolare, rapporto di inflessione) desumibili dai cedimenti misurati sono inferiori a quelli indicati dalla letteratura tecnico-scientifica come soglia oltre la quale possono verificarsi danni alle strutture. Ad esempio, Burland e Wroth (1975) indicano per murature portanti non armate di lunghezza L ed altezza H, i valori limite del rapporto di inflessione indicati in Figura 2. 21; i valori dei rapporti di inflessione valutati per i due edifici in oggetto, riportati in Tabella 2. 7, rispettano tali limiti.

edificio	allineamento	deformazione	H [m]	L [m]	$\Delta$ [mm]	L/H	$\Delta/L$
CDN	B6-B10	hogging	25	73,8	2,8	3,0	3,8E-05
	B6-B14	hogging	25	35,8	4,4	1,4	1,2E-04
DUOMO	B5-B1	sagging	20	34,5	1,3	1,7	3,8E-05
		hogging	20	38,9	1,0	1,9	2,6E-05
	B5-B13	hogging	20	36,4	4,3	1,8	1,2E-04

Tabella 2. 7 Valori calcolati del rapporto di inflessione per gli allineamenti di capisaldi installati sugli edifici Lato Duomo e Lato CDN prossimi alla Stazione Garibaldi

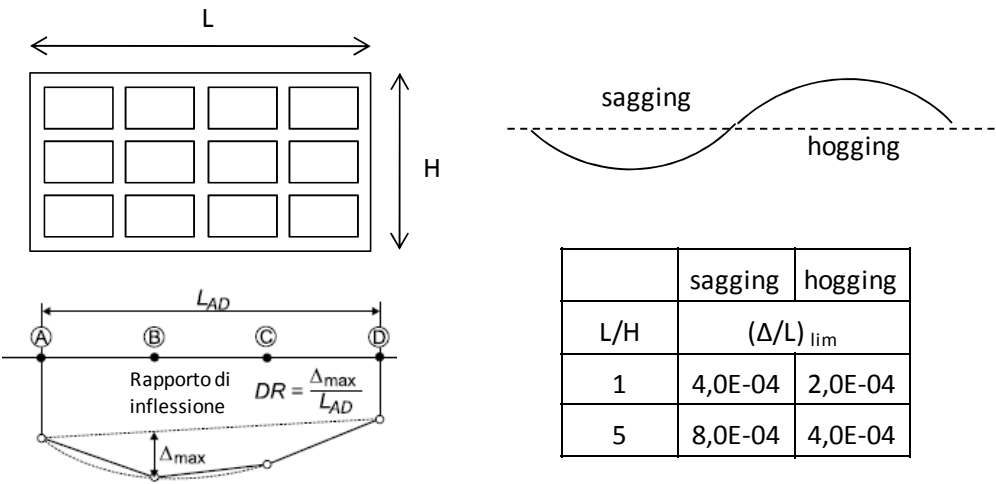


Figura 2. 21 Valori limite del rapporto di inflessione (Burland e Wroth, 1975)

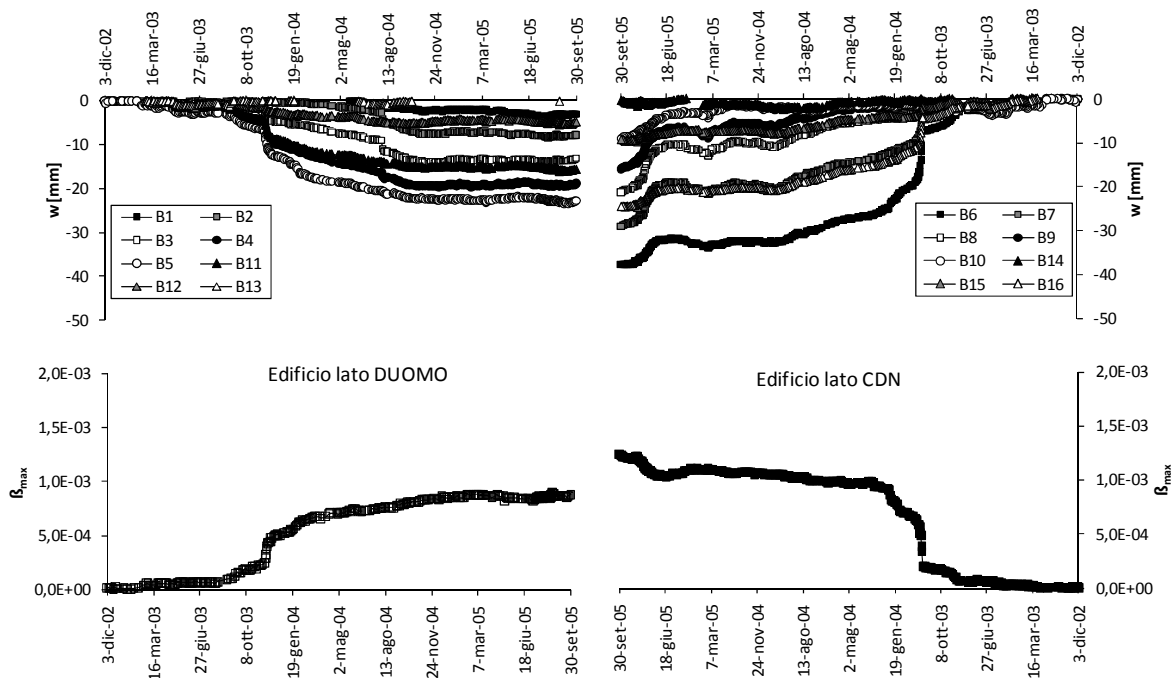


Figura 2. 22 Evoluzione temporale dei cedimenti misurati e delle distorsioni angolari calcolate per gli edifici Lato Duomo e Lato CDN prossimi alla Stazione Garibaldi.



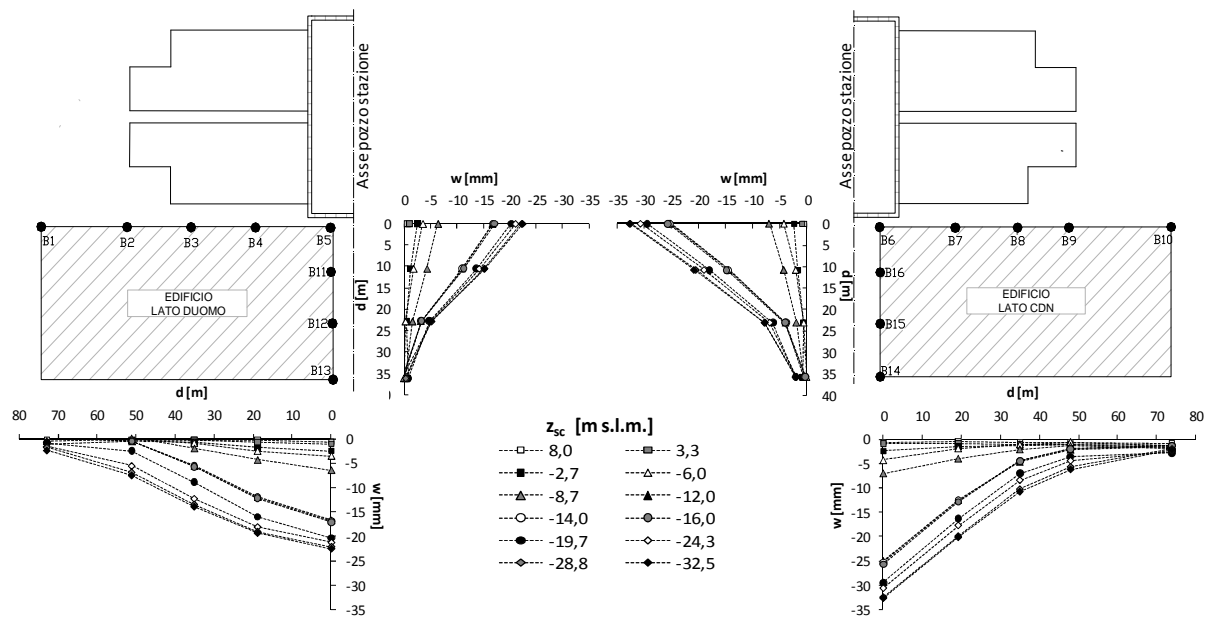


Figura 2. 23 Configurazioni deformate desunte dai cedimenti dei capisaldi allineati sui contorni degli edifici Lato Duomo e Lato CDN prossimi alla Stazione Garibaldi.

### 2.3.6 OSSERVAZIONI

Le misure riportate nei paragrafi precedenti mostrano che le lavorazioni eseguite in cantiere hanno prodotto effetti sensibili al contorno. Bisogna però considerare che i comportamenti osservati non sono frutto soltanto delle operazioni di scavo ed aggettamento, ma sono prodotti anche da lavorazioni accessorie, i cui effetti in sede di previsione spesso non sono tenuti in conto, oppure da fenomeni inattesi. A titolo di esempio in Figura 2. 24 è riportata l'evoluzione temporale dei cedimenti misurati in corrispondenza del caposaldo B6 (edificio Lato CDN) e sono indicate alcune fasi significative della storia dello scavo. Il grafico mostra come a partire dalla data di inizio delle perforazioni per l'alloggiamento degli ancoraggi, il gradiente degli spostamenti sia aumentato. Inoltre, tra fine novembre 2003 e metà gennaio 2004, si è registrato un incremento molto repentino degli spostamenti; in tale periodo si sono verificate venute d'acqua e materiale sabbioso dai fori per l'installazione dei tiranti a quota -11 m s.l.m. Infine, allargando la finestra temporale di osservazione oltre la fine dello scavo del pozzo stazione (fino a luglio 2006), si nota che ulteriori cedimenti si sono prodotti, come era da attendersi, durante lo scavo della galleria di stazione, ma anche a seguito dello scongelamento dei terreni dopo la disattivazione degli impianti di raffreddamento, tanto da rendere necessari degli interventi di intasamento. Indagare gli effetti dello scavo delle

gallerie e del congelamento-scongelamento dei terreni esula dagli obiettivi della presente tesi; si è ritenuto comunque utile mostrare quale sia stata l'evoluzione dei cedimenti dopo il termine dello scavo del pozzo per porre ulteriormente l'accento sul fatto che il mero approfondimento è responsabile solo di una piccola parte degli spostamenti osservati.

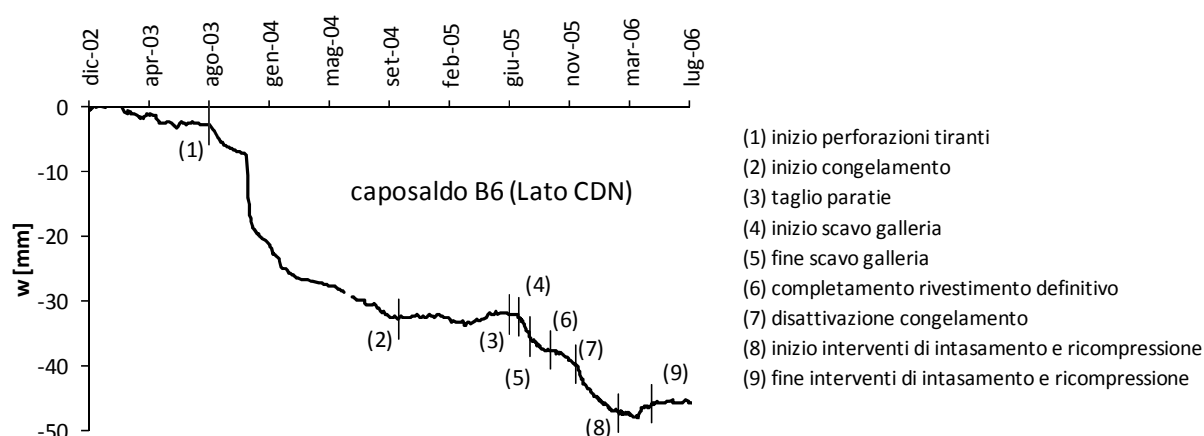


Figura 2. 24 Stazione Garibaldi. Evoluzione dei cedimenti massimi misurati per l'edificio Lato CDN con indicazione delle principali lavorazioni fino a luglio 2006

## 2.4 LA STAZIONE MUNICIPIO

### 2.4.1 GEOMETRIA DELLO SCAVO

Lo scavo per la costruzione della stazione Municipio (Figura 2.25) è di forma rettangolare, le dimensioni in pianta sono di  $23.4 \times 49.2 \text{ m}^2$ , la profondità è di 37,5 m. Il sostegno dello scavo è garantito da un diaframma multiancorato costituito da pannelli di larghezza 2,5 - 2,8 m e spessore 1 m, realizzati mediante idrofresa. Gli ancoraggi, distribuiti su 6 livelli, hanno lunghezze comprese tra 12 m e 19 m ed inclinazioni variabili da  $0^\circ$  a  $20^\circ$ ; anche in questo caso alla testa delle pareti perimetrali è installato un livello di puntoni tubolari di acciaio ( $\Phi 660$ ,  $s = 25$ ).

Anche la stazione Municipio si caratterizza per la presenza di edifici a breve distanza dall'area di scavo; in particolare sul lato NORD-EST del pozzo insiste un edificio di 5 piani in muratura che ospita il TAR della Campania (la distanza tra lo spigolo del pozzo ed il perimetro del fabbricato è di circa 10 m).

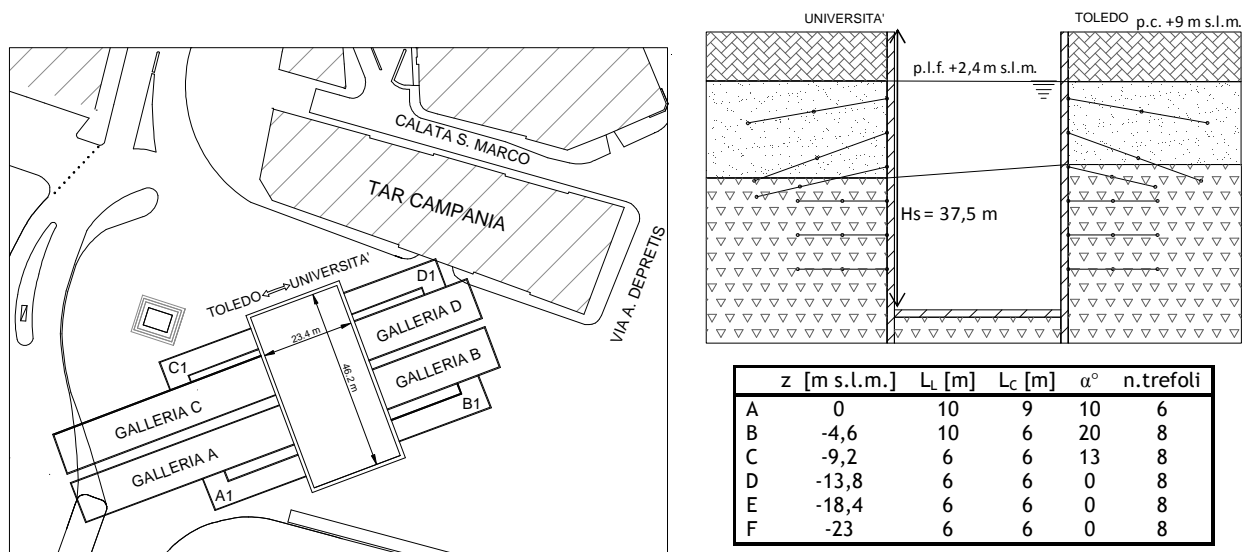


Figura 2.25 Schema del pozzo stazione Municipio con indicazione del profilo geologico

#### 2.4.2 STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI

In figura 2.26 è riportata una planimetria con l'ubicazione di alcune verticali indagate nel corso di diverse campagne eseguite tra il 1996 (sondaggio S5), il 1997 (sondaggi e CPT U3-U5), il 1998 (sondaggi geo-archeologici SM1-SM16) ed il 2001 (sondaggi a distruzione per il rilievo del tetto del tufo S1-S17).

Il profilo geotecnico del sottosuolo che se ne deduce può essere schematizzato con la successione a partire dal piano campagna di:

- materiale di riporto
- depositi marini (sabbie e sabbie con limi)
- tufo giallo napoletano

Il tetto del tufo ha un andamento irregolare che porta ad una geometria diversa del terreno sui due lati della stazione (Tabella 2.8).

In Figura 2.26 sono riportate le colonne stratigrafiche ed i profili penetrometrici relativi alle verticali indicate in Figura 2.25 rispettivamente con i simboli S5, U4 ed U6.

Lato	p.c. [m s.l.m.]	Letto Riporti [m]	Tetto Tufo [m]	FALDA [m]
TOLEDO	9.00	-7.4	-17.9	
UNIVERSITA'	9.00	-6.7	-19.7	-6.6

Tabella 2.8 Profondità medie del letto del materiale di riporto e del tetto del tufo in corrispondenza dei lati lunghi del pozzo stazione Municipio

Per le caratteristiche fisiche dei diversi strati individuati si può fare riferimento alle Tabelle ed ai grafici riportati al paragrafo 2.3.2, mentre in Figura 2.28 sono riportati i valori di densità relativa ed angolo d'attrito dedotti dai risultati delle prove CPT già riportati nella figura precedente.

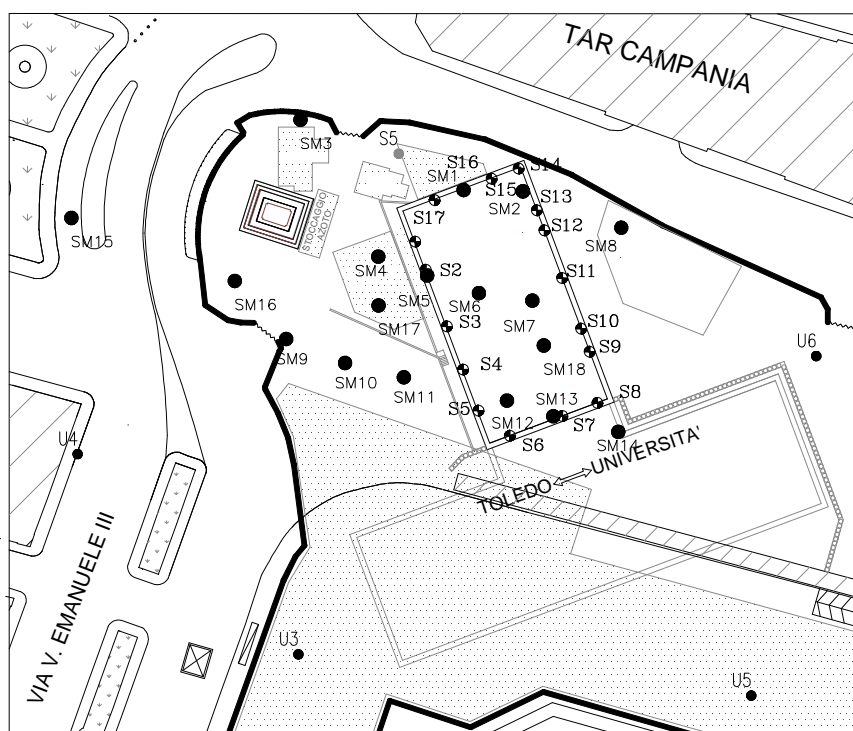


Figura 2.26 Ubicazione in pianta delle verticali indagate presso la Stazione Municipio

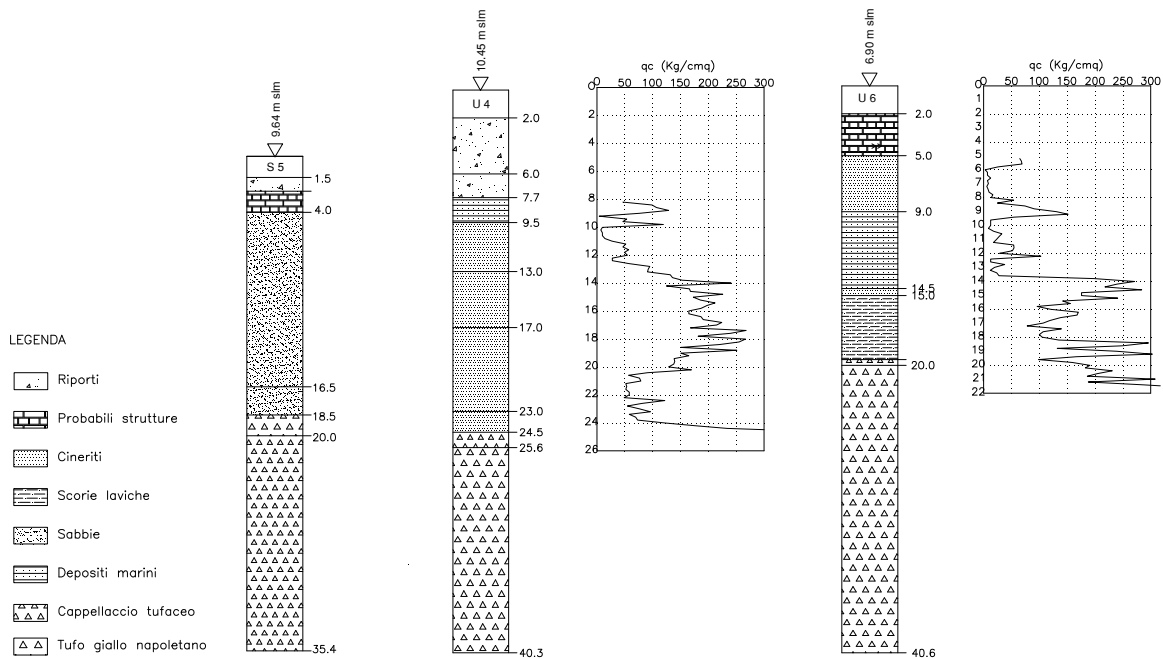


Figura 2.27 Colonne strtigrafiche e profili CPT individuati presso la Stazione Municipio

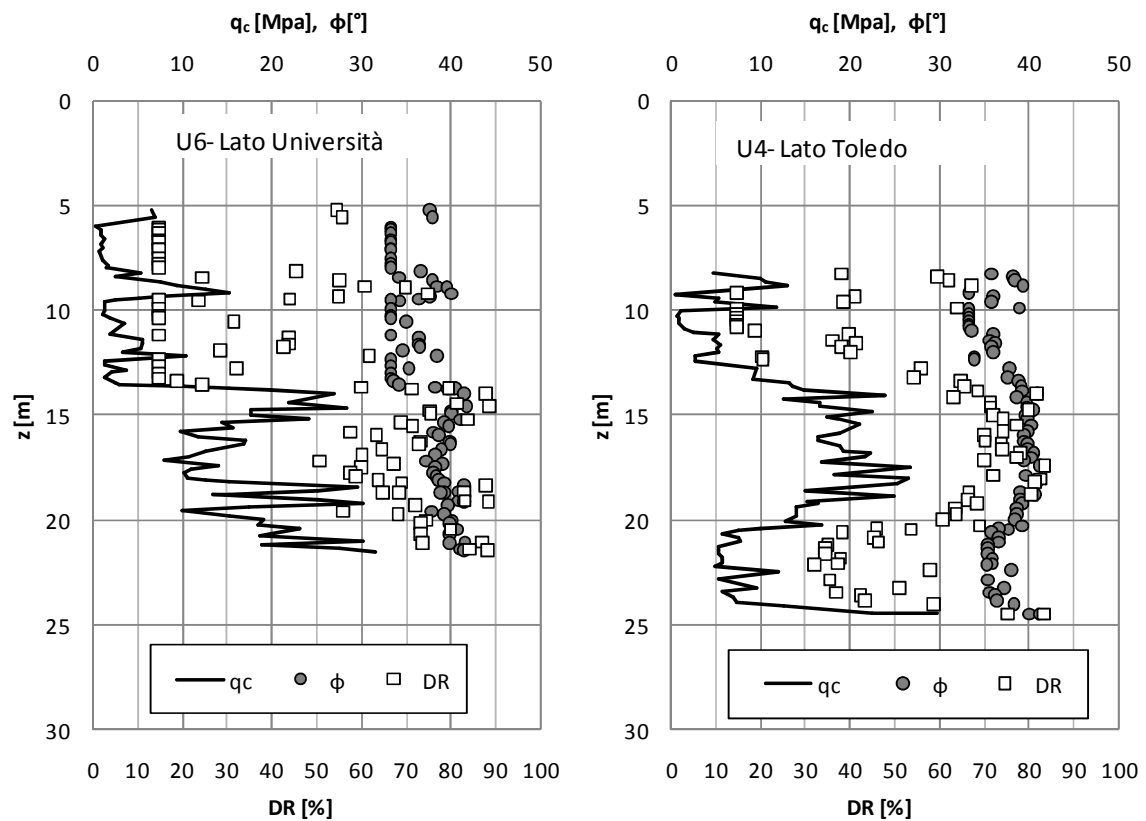


Figura 2.28 Risultati delle prove penetrometriche statiche U4 ed U6 e valori della densità relativa e dell'angolo d'attrito corrispondenti al profilo di resistenza alla punta del cono.

### 2.4.3 CRONOLOGIA DELLE LAVORAZIONI

La costruzione dei diaframmi perimetrali e le operazioni di scavo del pozzo stazione sono iniziate nell'estate del 2003. Il ritrovamento di reperti archeologici di particolare pregio ha rallentato le operazioni di approfondimento dello scavo, che si sono concluse ad ottobre del 2005. Una cronologia più dettagliata delle lavorazioni eseguite durante questo lasso di tempo è riportata in Tabella 2.9.

Fase	Lavorazione	termine
1	Installazione diaframmi	15.07.03
2	Scavo a 7.5 m s.l.m. e installazione 1° livello contrasto	31.08.03
3	Scavo a 0 m s.l.m. e perforazioni livello ancoraggi A	10.10.03
4	Tiro livello ancoraggi A e scavo a -4.88 m s.l.m.	07.04.04
5	Tiro livello ancoraggi B	27.04.04
6	Scavo a -6.50 m s.l.m.	15.10.04
7	Scavo a -9.20 m s.l.m. e perforazioni livello ancoraggi C	13.12.04
8	Tiro livello ancoraggi C e scavo a -13 m s.l.m.	05.01.05
9	Scavo a -13.8 m s.l.m. e perforazioni livello ancoraggi D	19.01.05
10	Tiro livello ancoraggi D e scavo a -15 m s.l.m.	02.03.05
11	Scavo a -18 m s.l.m.	06.04.05
12	Scavo a -20m s.l.m. e perforazioni livello ancoraggi E	29.04.05
13	Tiro livello ancoraggi E e scavo a -22m s.l.m.	11.05.05
14	Scavo a -24.5 m s.l.m. e perforazioni livello ancoraggi F	21.07.05
15	Tiro livello ancoraggi F	06.09.05
16	Fondo scavo at -28.0 m s.l.m.	23.01.06

Tabella 2.9 Fasi di costruzione del pozzo stazione Municipio

### 2.4.4 PIANO DI MISURE E CONTROLLI

La strumentazione installata in cantiere e nelle aree limitrofe (Figura 2.29) durante le operazioni di scavo per la realizzazione del pozzo è di seguito elencata:

- n.7 piezometri Casagrande, dei quali sei, a doppia cella, disposti all'esterno dell'area di scavo (P2, P3, P4, P5, P6 E P7) ed uno, ad una cella, disposto all'interno del pozzo stazione (P1);
- n.18 celle di carico toroidali per la misura dello sforzo nei tiranti collocate, in corrispondenza dei pannelli PS23 (parete sud-est del pozzo di stazione), PP18 e PS18 (parete nord-est), alle quote 0.0, -4.6, -9.2, -13.8, -18.4 e -23 metri;
- n.19 capisaldi lungo il perimetro di due edifici posti sul lato est dello scavo (ex "Hotel des Londrès" attualmente sede del TAR Campania, e fabbricato retrostante) e sulle strade adiacenti;
- n.68 prismi ottici per la misura, mediante stazione totale, degli spostamenti di punti diffusi sul diaframma perimetrale del pozzo stazione. I miniprismi sono disposti su

sette livelli, indicati con le lettere da A a G e le verticali indagate sono 10 (P1, ..., P10).

Per quanto concerne gli spostamenti dei diaframmi, si osservi che, poiché il controllo avviene mediante rilievo con stazione totale, la possibilità di eseguire la misura di spostamento ad una data profondità si concretizza solo allorquando lo scavo ha raggiunto una quota tale da consentire l'installazione e la conseguente misura di zero dei miniprismi. Pertanto tutti gli spostamenti avvenuti in precedenza in quel punto sono incogniti. Per tale motivo, non è possibile ricostruire i profili deformati dei pannelli, in quanto le misure ai miniprismi alle varie profondità corrispondono a situazioni diverse.

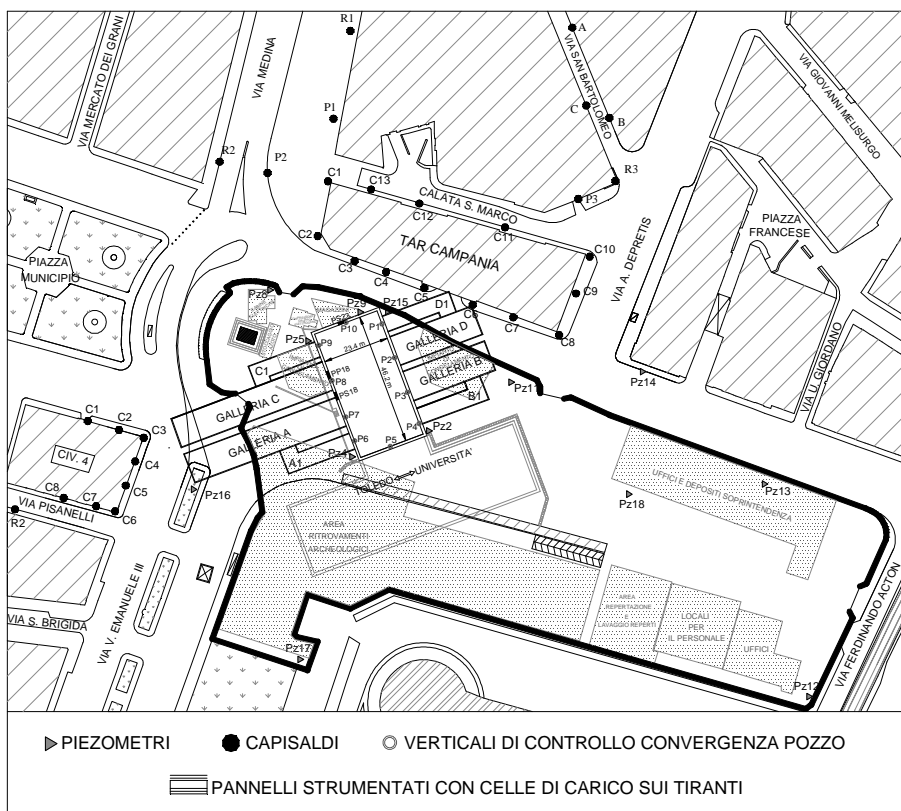


Figura 2.29 Pianta della Stazione Municipio ed ubicazione degli strumenti per il monitoraggio

## 2.4.5 RISULTATI SALIENTI

Nelle Figure da 2.30 e 2.31 sono riportati, rispettivamente, l'evoluzione temporale dei cedimenti della sede del TAR Campania e gli spostamenti dei diaframmi perimetrali del

pozzo, misurati durante l'avanzamento dello scavo fino al raggiungimento della quota di fondo scavo.

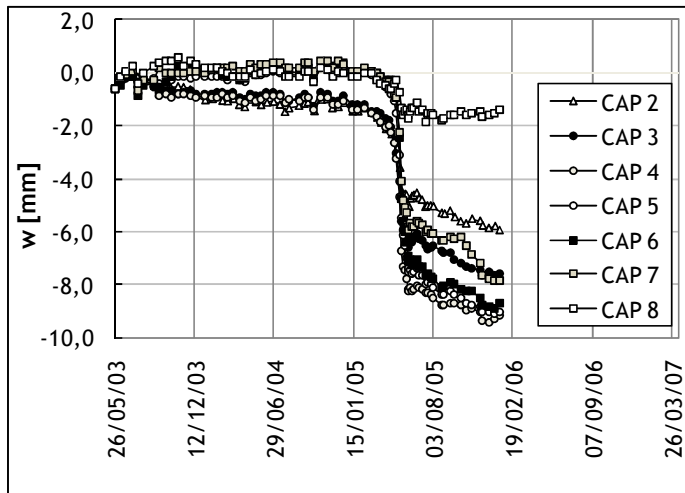


Figura 2.30 Evoluzione temporale dei cedimenti minimi e massimi della sede del TAR Campania durante l'approfondimento dello scavo del pozzo stazione.

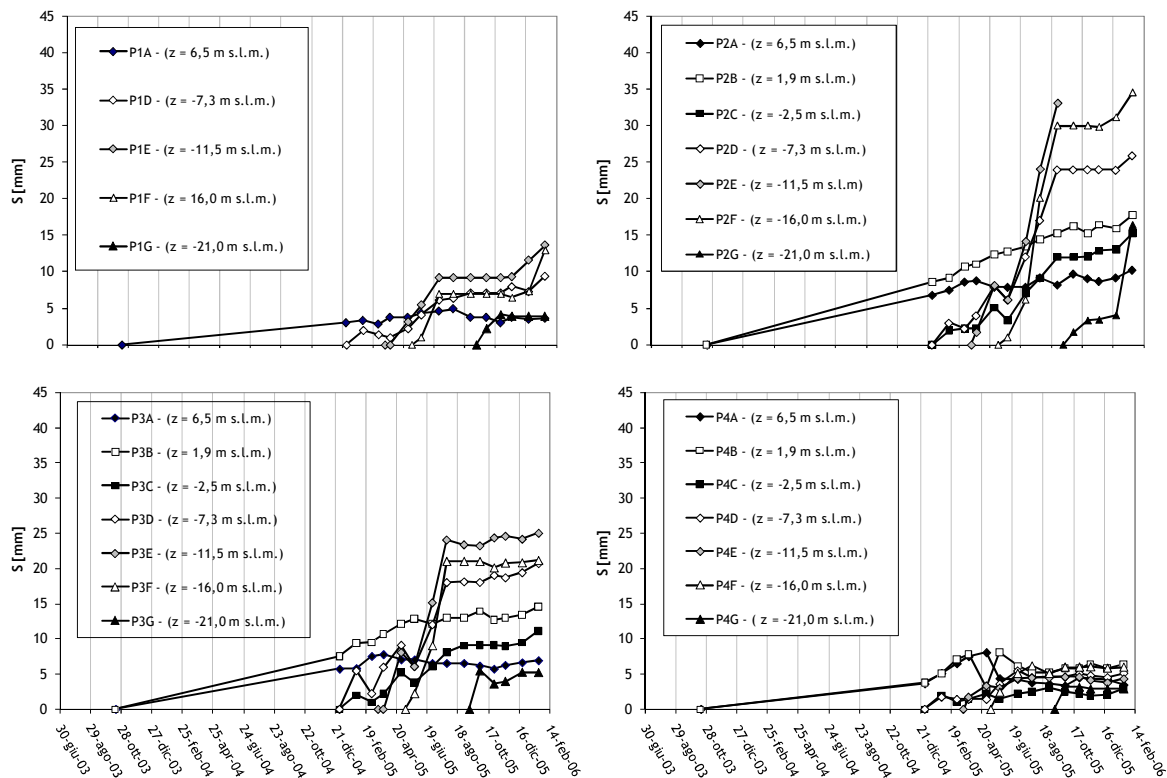


Figura 2.31 Spostamenti di punti materializzati sulle paratie di sostegno lato TAR durante l'approfondimento dello scavo.



Il cedimento massimo misurato è di circa 1 cm. L'incremento repentino riscontrato è dovuto anche in questo caso ai problemi verificatisi durante l'istallazione di alcuni tiranti (a quota -18.40 m s.l.m.); infatti, probabilmente a causa di difetti delle tubazioni di rivestimento provvisorio dei fori per la posa in opera degli ancoraggi, si sono verificate venute d'acqua e materiale sabbioso nel pozzo, che hanno determinato un brusco abbassamento del livello di falda tra febbraio a giugno, registrato a tutti i piezometri (il valore minimo della quota, -6.79 m s.l.m., è stato rilevato dalla cella PL2, a +9.11ms.l.m, il 23/05/2005; Figura 2.32).

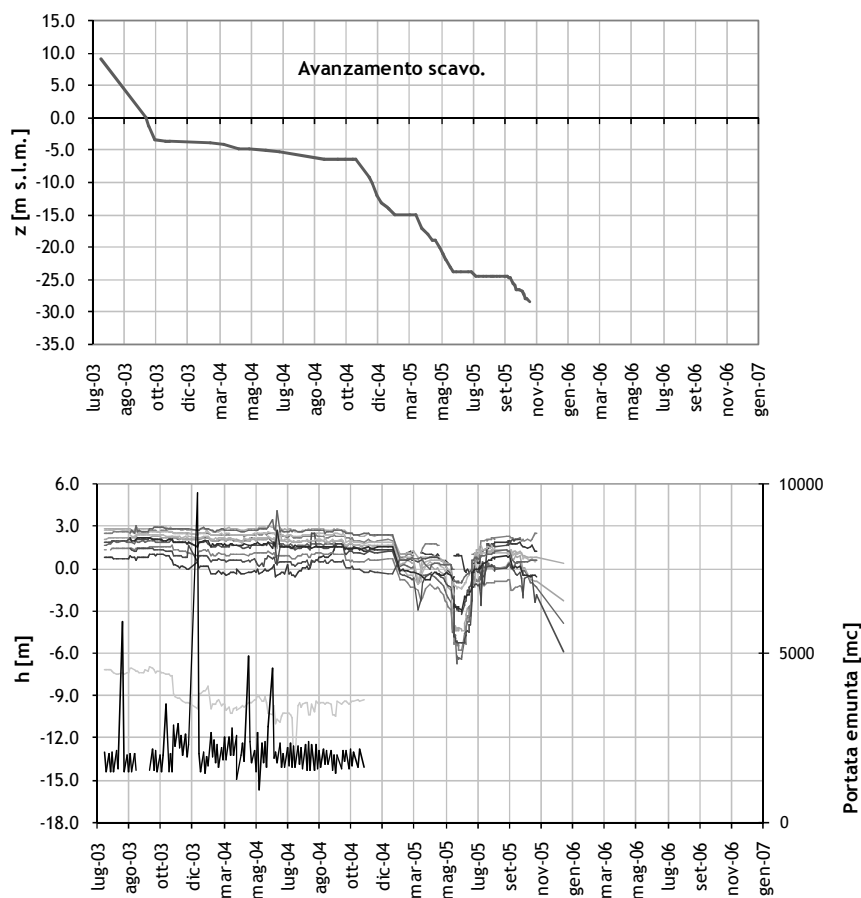


Figura 2.32

Lo spostamento orizzontale massimo dei pannelli, sul lato del TAR, è di circa 3,5 cm; a tale proposito si ribadiscono le considerazioni sulle misure di spostamento eseguite mediante rilievo con stazione totale riportate in precedenza.

## 2.5 LA STAZIONE DUOMO

Il pozzo stazione ha forma rettangolare, con lati interni di 16,20 m e 43,45 m, ed è profondo all'incirca 40 metri. A sostegno dello scavo, è stato realizzato un diaframma di pannelli in c.a. compenetrati, di lunghezza variabile tra 1,6 e 2,8 metri, spessore 1 metro ed altezza 44 metri circa, puntonati in testa da elementi tubolari metallici che contrastano su una trave in c.a.

Il progetto inizialmente prevedeva l'applicazione della tecnica del top-down, ovvero la realizzazione degli impalcati di piano della stazione in fase di avanzamento dello scavo, e, solo nella parte inferiore, l'esecuzione di tiranti pretesi che vincolassero le paratie nel tufo; tuttavia, poiché durante le primissime fasi di scavo del pozzo stazione sono stati rinvenuti in sito reperti archeologici di notevole pregio, il progetto originario è stato modificato per fare in modo che la stazione potesse ospitare al suo interno i ritrovamenti archeologici. In particolare, il piano del mezzanino, a circa 8 metri di profondità dal piano stradale, si estenderà anche all'esterno del perimetro del pozzo e sarà collegato mediante scale alla sovrastante piazza. La struttura interna della stazione sarà realizzata solo dopo che lo scavo del pozzo sarà stato completato mentre, in fase di approfondimento, la stabilità dei diaframmi perimetrali sarà garantita da puntoni ed ancoraggi a diverse quote (Figura 2.33).

Come per la stazione Garibaldi, anche se con spessori diversi, il sottosuolo dell'area occupata dal pozzo è costituito, a partire dalla quota del piano campagna (tra 7,8 m s.l.m. e 8,4 m s.l.m.), da una successione di:

- terreni di riporto;
- depositi di spiaggia;
- pozzolane rimaneggiate;
- pozzolane in sede;
- tufo giallo napoletano.

In particolare, in questo caso, il tetto del tufo presenta un profondo solco d'erosione; la quota è variabile tra -7 m s.l.m. e -14 m s.l.m. (Figura 2.34).

Il pelo libero della falda è a circa 2,25 m s.l.m.

Lo scavo del pozzo stazione, iniziato nell'estate del 2003, è stato notevolmente rallentato dal ritrovamento di numerosi reperti archeologici. Per evitare che ciò avesse ripercussioni sull'avanzamento dei lavori di costruzione dell'intera linea, nel marzo 2005, quando lo scavo aveva raggiunto appena la quota di -0,45 m s.l.m., è stato realizzato, all'interno dell'area del pozzo stazione, uno scavo circolare di circa 7,5 m di diametro, sostenuto da

una paratia di pali in c.a., allo scopo di raggiungere il piano del ferro (circa -30 m s.l.m.) e procedere al taglio dei pannelli perimetrali del pozzo esterno in modo da consentire il passaggio della TBM impiegata per lo scavo delle gallerie di linea (Figura 2.34).

Completato lo scavo archeologico (gennaio 2008), si è proceduto all'approfondimento del fondo scavo ed alla realizzazione dei previsti livelli di puntonatura e di ancoraggio nell'intera area del pozzo stazione fino a quota -20,50 m s.l.m. (luglio 2008), raggiunta la calotta delle gallerie di linea le operazioni di scavo sono state parzializzate completando lo scavo e la costruzione delle gallerie di stazione e delle discenderie dapprima sul lato via Marina e poi sul lato via Duomo. Una cronologia più dettagliata delle lavorazioni eseguite fino al raggiungimento della quota -20,5 m s.l.m. è riportata in Tabella 2.10.

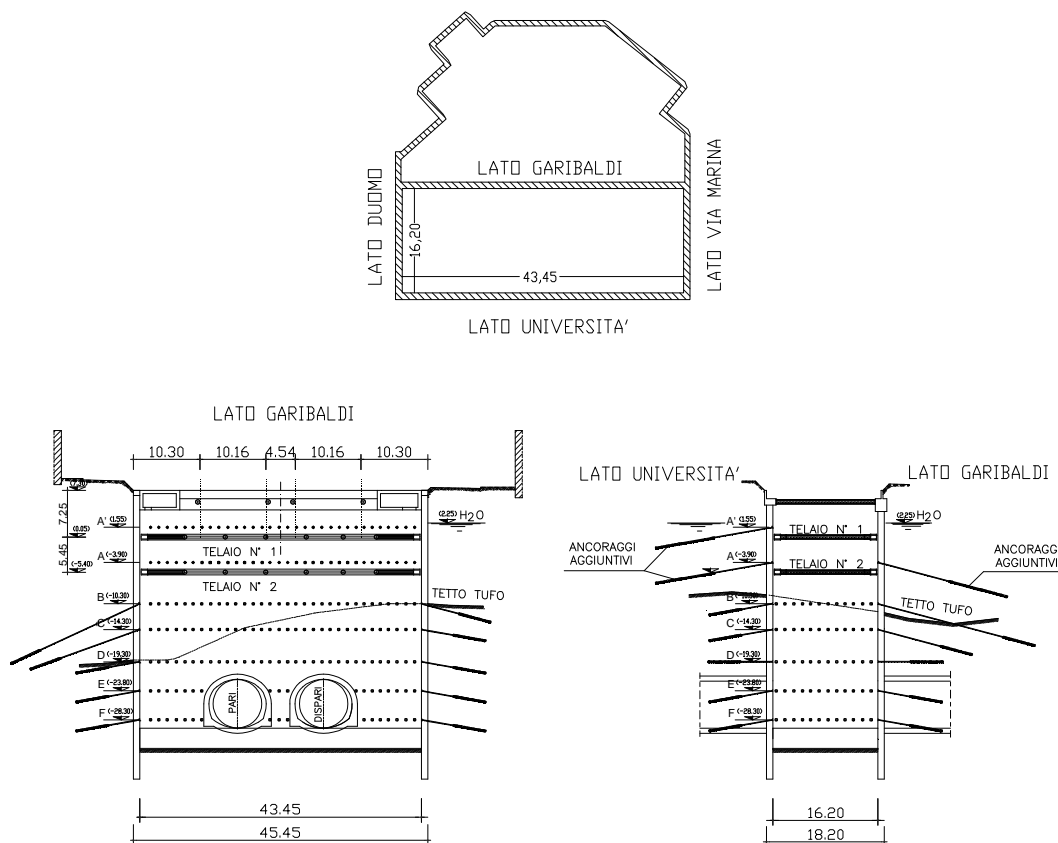


Figura 2.33 Pianta e sezioni schematiche della Stazione Duomo

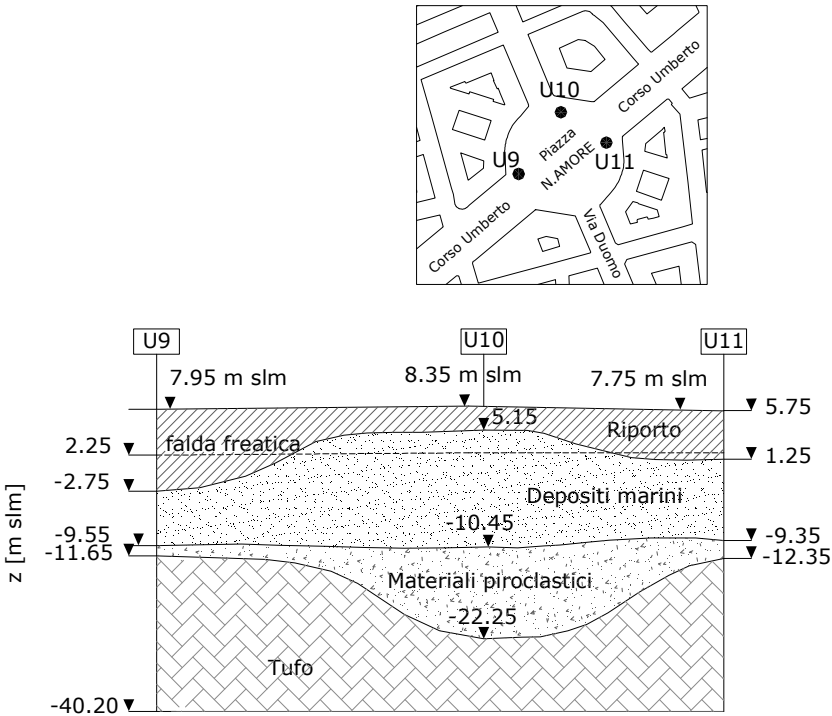


Figura 2.34 Sezione stratigrafica in corrispondenza del pozzo stazione Duomo

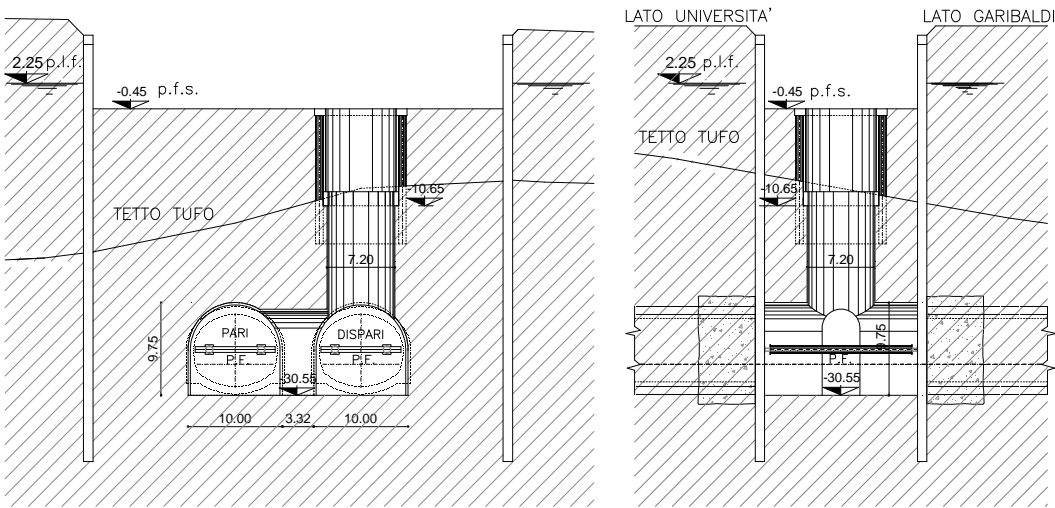


Figura 2.35 Stazione Duomo. Schema pozzo interno

Fase	Lavorazione	termine
1	completamento dello scavo archeologico fino a quota - 5,00 m s.l.m. e installazione dei primi due telai metallici di contrasto	dic-07
2	approfondimento dello scavo fino a - 6,00 m s.l.m.	16 -01-08
3	montaggio del terzo telaio di contrasto a quota - 5,40 m s.l.m.	
4	scavo e progressiva demolizione della paratia di pali fino a quota - 11,30 m s.l.m.	8- 02- 08
5	esecuzione degli ancoraggi a quota - 10,30 m s.l.m.	apr-08
6	esecuzione delle iniezioni di impermeabilizzazione al contorno della galleria dispari lato Garibaldi in previsione dell'allargamento previsto per realizzare la banchina	giu-08
7	scavo fino a -15,30 m s.l.m.	06-05-08
8	esecuzione degli ancoraggi a quota - 14,30 m s.l.m.	22-05-08
9	scavo fino a -20,30 m s.l.m. dell'intero pozzo	07-07-08

Tabella 2.10 Fasi di costruzione del pozzo stazione Duomo

La Stazione Duomo, al pari delle altre della Tratta Bassa, è ubicata in una zona di Napoli fortemente urbanizzata: Piazza Nicola Amore, lungo Corso Umberto. Sulla piazza, insistono quattro palazzi di pregio storico, risalenti al periodo Austriaco (1706-1734).

Per il monitoraggio delle lavorazioni in corso e dei relativi effetti sul costruito è stata installata in cantiere e nelle aree limitrofe la seguente strumentazione (Figura 2.18):

- n.2 piezometri all'interno dell'area di scavo (P1 a tubo aperto e P3 a doppia cella);
- n.10 piezometri a doppia cella, all'esterno dell'area di scavo;
- n.64 capisaldi materializzati lungo il perimetro dei quattro edifici posti intorno alla piazza (civ.2; civ.6; civ.10 e civ.14);
- n.8 capisaldi sono posti sugli edifici e sulle strade adiacenti;
- n.1 inclinometri di lunghezza pari a 46 m, a tergo della paratia "Lato Università";
- n.38 miniprismi, installati tra le quote + 5,2 m s.l.m. e - 19,0 m s.l.m., allineati lungo 8 verticali di controllo, una su ciascun lato corto e tre su ciascun lato lungo del diaframma perimetrale del pozzo;
- n.3 barrette estensimetriche, installati sul secondo puntone a partire dalla paratia "Lato Via Marina" del II livello (a quota + 0,05 m s.l.m.);
- n.1 cella di carico sul secondo puntone a partire dalla paratia "Lato Via Marina" del III livello (a quota - 5,40 m s.l.m.);
- n.6 celle di carico su tiranti a -10,30 m s.l.m. e - 14,30 m s.l.m. (tiranti della fila 20 sulla paratia "Lato Garibaldi", tiranti della fila 8 sulla paratia "Lato Duomo" e tiranti della fila 53 sulla paratia "Lato Via Marina").

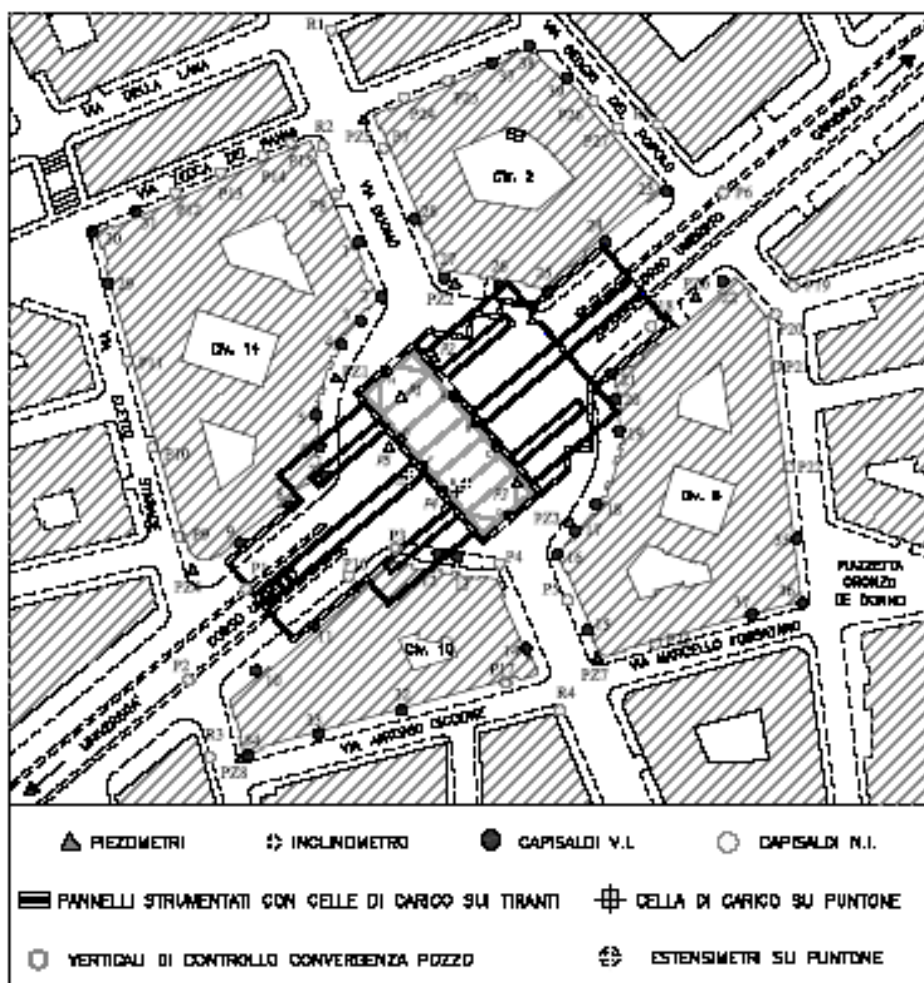


Figura 2.36 Strumentazione installata presso la stazione Duomo durante scavo del pozzo stazione

Nelle figure da 2.37 e 2.38 sono riportati, rispettivamente, l'evoluzione temporale dei cedimenti dei quattro edifici monitorati e gli spostamenti dei diaframmi perimetrali del pozzo, fino al raggiungimento della quota di -20,5 m s.l.m.

I cedimenti misurati sono stati assai modesti (inferiori ai 4 mm); gli spostamenti orizzontali di alcuni miniprismi si sono incrementati durante l'esecuzione delle iniezioni chimico-cementizie attergo dei pannelli preliminari allo scavo delle gallerie di stazione.

Le misure di spostamento all'unico inclinometro installato sono riportate in Figura 2.39. Purtroppo queste si sono interrotte nell'aprile 2008, quando il fondo scavo era ad una quota di circa -13,0 m s.l.m.

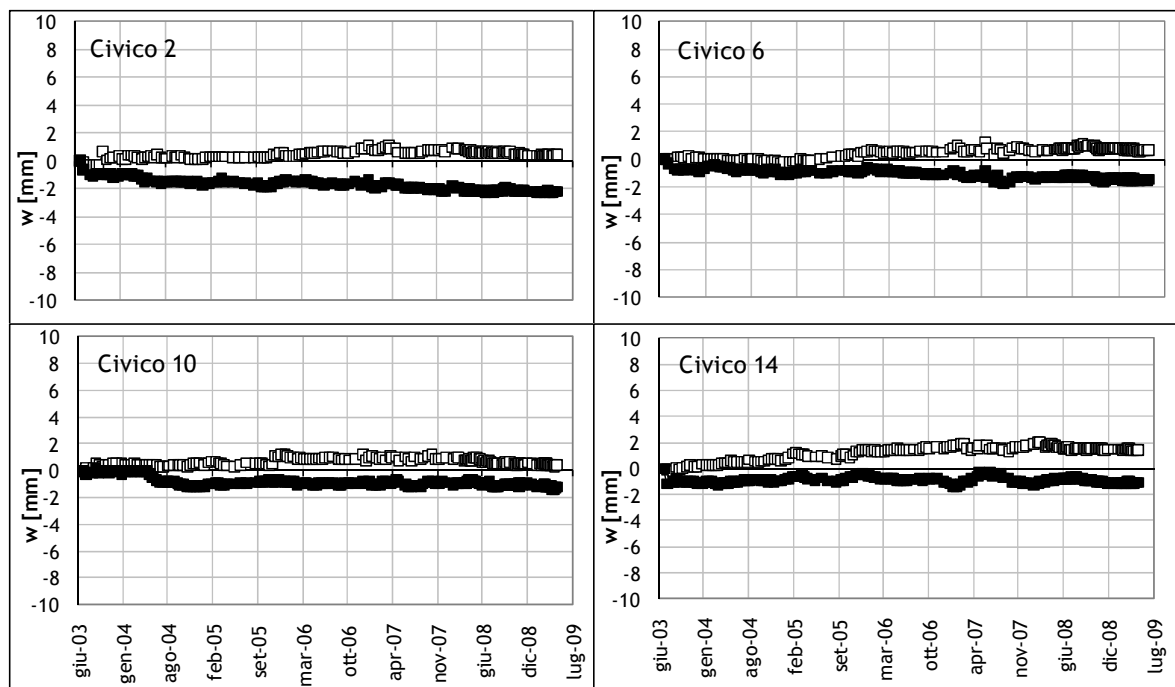


Figura 2.37 Evoluzione temporale dei cedimenti minimi e massimi degli edifici al contorno dell'opera durante l'approfondimento dello scavo del pozzo stazione

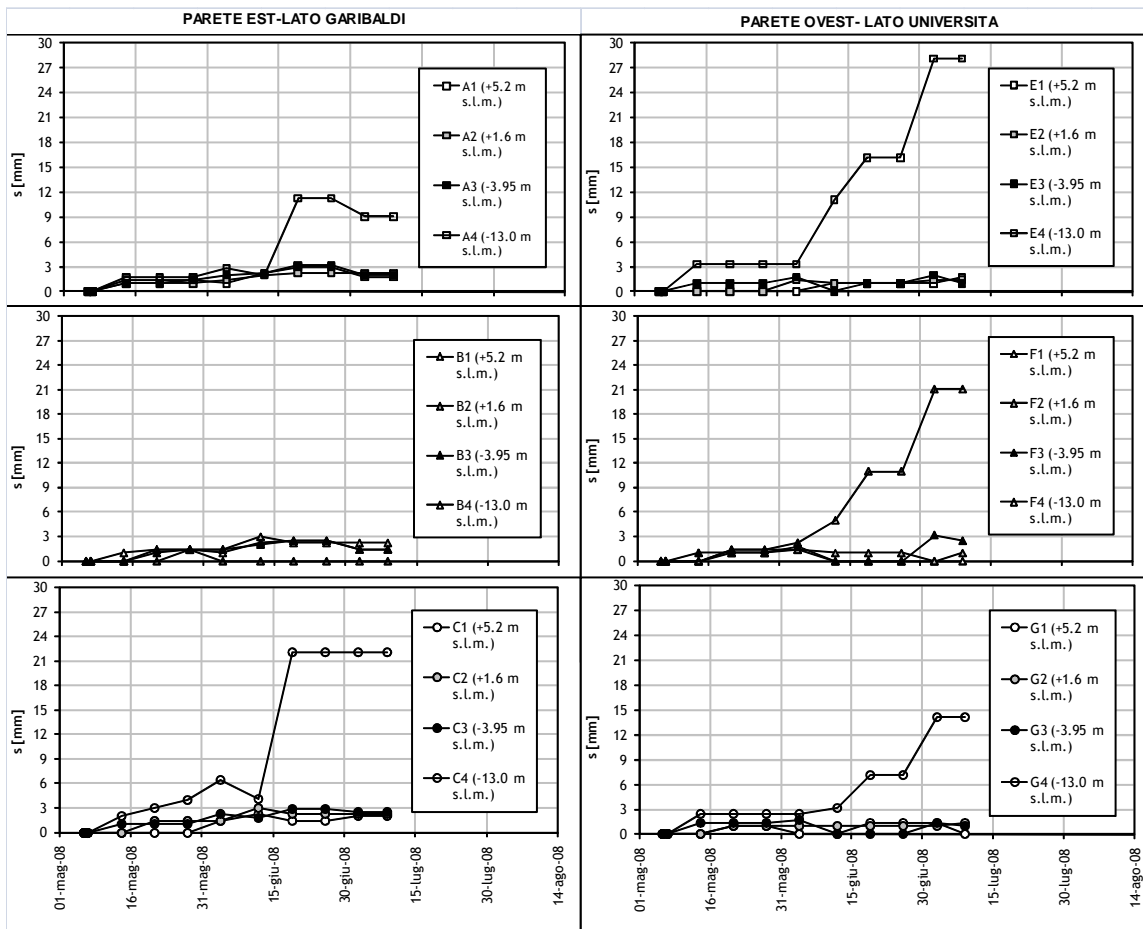


Figura 2.38 Spostamenti di punti materializzati sulle paratie di sostegno durante l'approfondimento dello scavo

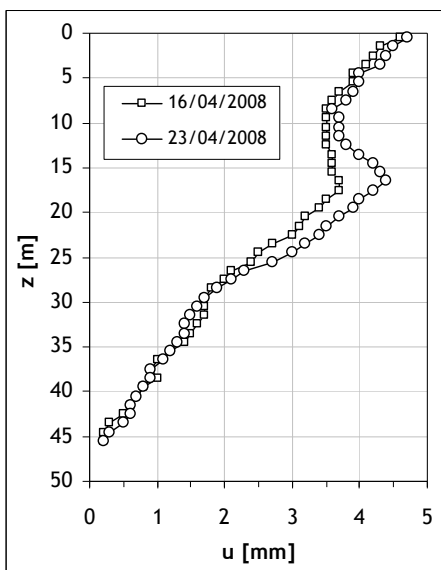


Figura 2.39 Spostamenti orizzontali a tergo della paratie di sostegno dello scavo lato Università



### **CAPITOLO 3. ANALISI A RITROSO DEI COMPORTAMENTI OSSERVATI DURANTE LO SCAVO DEI POZZI STAZIONE “GARIBALDI” E “MUNICIPIO” DELLA LINEA 1 DELLA METROPOLITANA DI NAPOLI**

#### **3.1. INTRODUZIONE**

Il comportamento in esercizio delle opere di sostegno di uno scavo e gli spostamenti che si determinano al contorno durante l’approfondimento sono fortemente influenzati dalla rigidità dei terreni attraversati. Tuttavia non è semplice stimare a priori tale parametro, in quanto il suo valore dipende non solo dallo stato tensionale preesistente, ma anche dai percorsi di sollecitazione che si determinano nel terreno in seguito alle operazioni di scavo.

L’analisi a ritroso dei comportamenti osservati durante la realizzazione di opere in vera grandezza costituisce pertanto un utile strumento per la stima della rigidità da adottare in fase di progetto per opere analoghe in contesti analoghi.

Nel presente capitolo sono illustrati i risultati delle analisi numeriche condotte con riferimento agli scavi per l’alloggiamento delle stazioni “Garibaldi” e “Municipio” della LTB, al fine di riprodurre al meglio gli spostamenti dei diaframmi perimetrali e del piano campagna misurati durante l’esecuzione.

Allo scopo, è stato utilizzato il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D (V8.6), sviluppato dai ricercatori della Delft University of Technology ed espressamente dedicato alle applicazioni geotecniche schematizzabili come “piane” o “assialsimmetriche”.

Dal momento che i fattori che influenzano gli spostamenti al contorno di uno scavo sono numerosi, nelle analisi condotte è stato necessario assumere come noti ed invariabili molti di questi: la geometria del problema (dimensioni dello scavo, delle opere di sostegno e dei suoi vincoli, stratigrafia del terreno), le condizioni iniziali (posizione della falda, stato

tensionale geostatico), la rigidezza dei diaframmi perimetrali, dei puntoni e degli ancoraggi, i parametri di resistenza dei terreni, la sequenza temporale delle lavorazioni.

La rigidezza assegnata ai diversi strati di terreno, invece, è stata fatta variare a partire dai valori stimati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche statiche e dinamiche eseguite nei due siti in esame, in modo da ottenere valori di spostamento dei diaframmi e del terreno quanto più prossimi a quelli misurati.

E' stata inoltre indagata l'influenza del legame costitutivo adottato per il terreno sui risultati delle analisi ed è stato infine studiato l'effetto che le variazioni di stato tensionale prodotte dalla costruzione dei diaframmi di contenimento hanno sulla risposta finale del sistema terreno-paratia alle operazioni di scavo.

### **Descrizione delle analisi eseguite**

In entrambi i casi esaminati, il terreno e le paratie di sostegno sono state schematizzate mediante un reticolo di elementi triangolari a 15 nodi, mentre l'area di contatto tra terreno e strutture è stata modellata mediante elementi *interface* a 10 nodi, aventi uno spessore virtuale pari al 10% della dimensione media degli elementi connessi.

Le dimensioni del modello geometrico ed il numero di elementi finiti in cui è suddiviso sono state scelte in maniera da scongiurare una significativa influenza sui risultati ottenuti.

Lungo il contorno inferiore del modello geometrico sono stati impediti gli spostamenti sia orizzontali sia verticali, mentre lungo i contorni laterali sono stati impediti solo gli spostamenti orizzontali (*standard fixities*).

I puntoni sono stati modellati attraverso molle elastiche (*node to node anchors* o *fixed end anchors*, a seconda dei casi), caratterizzate da una rigidezza assiale pari ad  $E_a A_p / L_p$ , con  $E_a = 2,1 \times 10^8$  kPa, modulo elastico dell'acciaio;  $A_p$  area della sezione trasversale dei puntoni;  $L_p$  interasse orizzontale tra i vincoli.

I tiranti sono stati modellati attraverso elementi *node to node anchors* nel tratto libero ed elementi *geogrids* nel tratto connesso, entrambi aventi rigidezza assiale  $E_a A_T / L_T$ , con ovvio significato dei simboli.

Per il calcestruzzo armato è stato ipotizzato un comportamento elastico lineare, con modulo di Young  $E = 3,12 \times 10^7$  kPa e coefficiente di Poisson  $\nu = 0,15$ , *non porous*, ovvero non interessato dalla fase liquida.

Per descrivere il comportamento meccanico del terreno sono stati invece utilizzati due diversi modelli costitutivi implementati nel codice di calcolo Plaxis, il modello Mohr-Coulomb ed il modello Hardening Soil.

Il primo, da sempre largamente utilizzato per descrivere il comportamento del terreno nei problemi geotecnici, è un modello di tipo elastico perfettamente plastico e richiede la definizione di cinque parametri: il modulo di Young  $E$ , il coefficiente di Poisson  $\nu$ , la coesione  $c$ , l'angolo d'attrito  $\varphi$  e la dilatanza  $\psi$ .

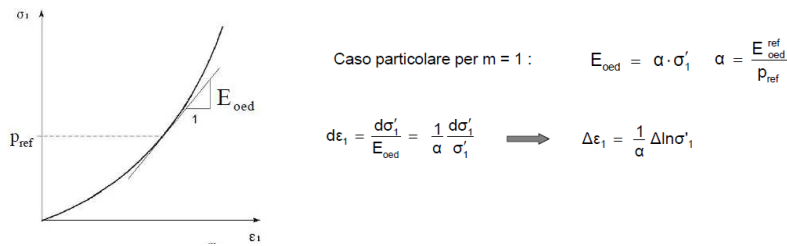
Il secondo è un modello elasto-plastico incrudente con criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb.

Rispetto al modello elastico perfettamente plastico il modello Hardening Soil tiene conto che il terreno sottoposto ad un carico triassiale sviluppa da subito deformazioni plastiche irreversibili di natura sia distorsionale che volumetrica; pertanto la sua rigidezza non è costante e la superficie di snervamento non è fissa nello spazio delle tensioni, ma si espande in virtù dell'incrudimento (l'incrudimento distorsionale è dominante per le argille sovraconsolidate e le sabbie dense, l'incrudimento volumetrico è dominante per le argille normalconsolidate e le sabbie sciolte). Il modello tiene conto inoltre del diverso valore della rigidezza esibita dal terreno lungo i percorsi di primo carico e di scarico - ricarico.

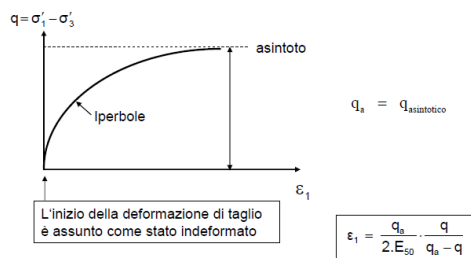
Nel modello Hardening Soil, dunque, il legame tra il deviatore delle tensioni e la deformazione assiale in condizioni drenate non è rappresentato da una bilatera, ma da un'iperbole (Figure 3.1 e 3.2).

# CAPITOLO 3. ANALISI A RITROSO DEI COMPORTAMENTI OSSERVATI DURANTE LO SCAVO DEI POZZI STAZIONE “GARIBALDI” E “MUNICIPIO” DELLA LINEA 1 DELLA METROPOLITANA DI NAPOLI

## Compressione edometrica: legge esponenziale



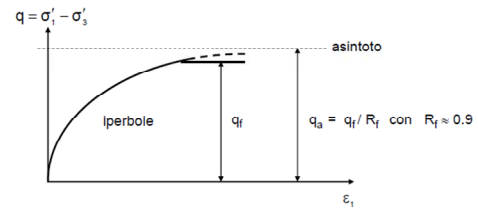
## Curva iperbolica sforzi - deformazioni



Kondner & Zelasko (1963); "A hyperbolic stress-strain formulation for sands", Proceedings of the Second Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering

$$\phi'_s = \phi'_{Mohr-Coulomb} \quad q_s = (p' + a) \frac{6 \cdot \sin \phi'_s}{3 - \sin \phi'_s} \quad a = c' \cdot \cot \phi'$$

## Modifica del ramo iperbolico



iperbolico per  $q < q_f$  altrimenti  $q = q_f$

Duncan & Chang (1970) Non-linear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division (ASCE), Vol. 96 No. SM5.

$$q_f = (\sigma'_s + a) \cdot \frac{2 \cdot \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad a = c' \cdot \cot \phi'$$

Figura 3.1

## deviatoric stress

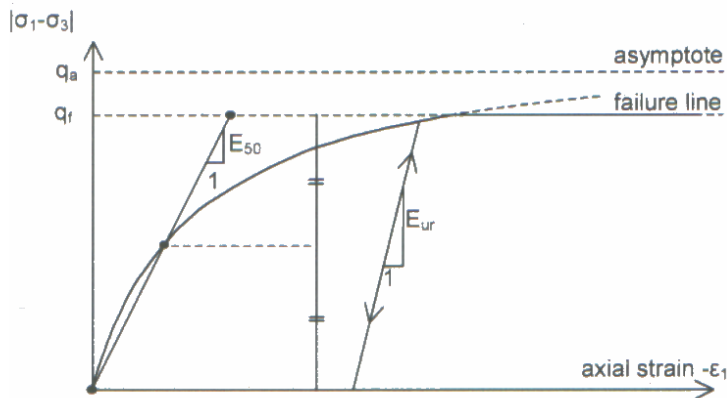


Figura 3.2

La dipendenza della rigidezza dallo stato di sforzo è espressa dalle relazioni:

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{\sigma'_1 + a}{p_{\text{ref}} + a} \right)^m, \text{ in condizioni di carico edometriche}$$

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{\sigma'_3 + a}{\sigma'_{\text{ref}} + a} \right)^m, \text{ in condizioni di carico triassiali}$$

in cui:

- $p^{\text{ref}}$  è la pressione di riferimento;
- $E^{\text{ref}}$  è il modulo di rigidezza corrispondente a  $p^{\text{ref}}$ ;
- $\sigma'_3$  è la tensione principale minima (negativa se di compressione);
- $a = c' \cot \varphi'$ ;
- $m$  è un esponente il cui valore dipende dalla natura del terreno ed è generalmente assunto pari a 1 per le argille e pari a 0,5 per le sabbie.

In sintesi, l'applicazione del modello richiede la definizione dei seguenti 8 parametri: il modulo di Young tangente  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ , il modulo di Young secante  $E_{50}^{\text{ref}}$ , il modulo di Young  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ , il coefficiente di Poisson  $\nu_{\text{ur}}$ , l'esponente della legge di variazione della rigidezza con il livello tensionale  $m$ , la coesione  $c$ , l'angolo d'attrito  $\varphi$  e la dilatanza  $\psi$ .

Nelle figure seguenti sono riportate alcune indicazioni di natura empirica per la definizione dei parametri sopra elencati.

Argille:  $m \approx 1$

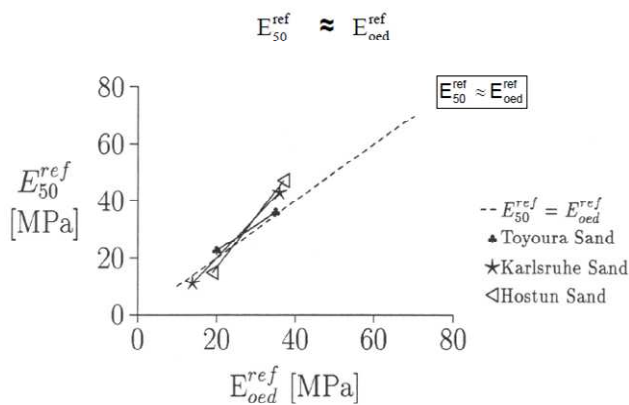
$$\frac{E_{oed}^{ref}}{p_{ref}} = \frac{1+e_0}{C_c} \cdot \ln 10 \approx \frac{370}{I_p \%}$$

$$E_{oed}^{ur} \approx 5 \cdot E_{oed}^{ref}$$

Sabbie:  $m \approx 0.5$

$$E_{oed}^{ref} \approx 60 \cdot I_d \text{ [MPa]} \quad (\text{e.g. } I_d = 0.5: E_{oed}^{ref} = 30 \text{ MPa})$$

$$E_{oed}^{ur} \approx (3 \text{ or } 4) \cdot E_{oed}^{ref}$$



$$\text{Argille NC: } E_{50}^{ref} \approx 2 \cdot E_{oed}^{ref}$$

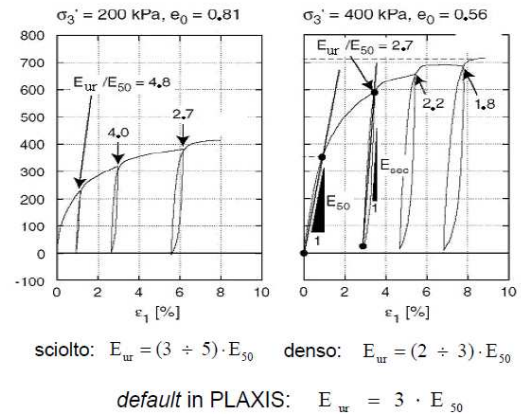


Figura 3.3

Per i terreni è stato inoltre ipotizzato un comportamento *drained*, ovvero la dissipazione istantanea delle sovrappressioni neutre indotte dalle variazioni di stato tensionale dovute allo scavo; infatti entrambi i pozzi stazione interessano terreni di elevata permeabilità.

Le condizioni iniziali sono state definite attraverso la generazione delle pressioni neutre corrispondenti al livello di falda generale desunto dalle indagini in sito (*general phreatic level*) e delle tensioni efficaci verticali ( $\sigma'_v = \Sigma \gamma' h$ ), dovute al peso del terreno, ed orizzontali ( $\sigma'_h = k_0 \times \sigma'_v$ ), valutate attraverso la definizione del coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  ( $k_0$ -procedure).

Le fasi di calcolo sono state definite ripercorrendo la sequenza nota delle operazioni eseguite in cantiere (scavo ed aggotamento, installazione dei puntoni, installazione e tesatura degli ancoraggi, etc.), attraverso l'opzione *staged construction*; per ciascuna di

esse si è optato per un'analisi di deformazione di tipo plastico (*plastic calculation*), ovvero non è stata presa in considerazione l'evoluzione delle pressioni neutre nel tempo.

La procedura per la definizione degli steps di calcolo per ciascuna fase (dimensione degli steps ed algoritmo di soluzione) è scelta automaticamente dal programma. Per quanto riguarda i parametri di controllo del calcolo, in entrambi i casi esaminati è stato necessario incrementare il numero di steps aggiuntivi (*additional steps*) per alcune fasi dal valore di default (250) a 1000; inoltre dal momento che non si dispone di misure di spostamenti al contorno degli scavi durante la fase di costruzione delle paratie, in tutte le analisi condotte gli spostamenti derivanti dalla fase di installazione dei diaframmi perimetrali sono stati azzerati prima di procedere alle fasi di calcolo successive.

Per quanto riguarda infine i parametri di controllo della procedura iterativa (*tolerated error, maximum iterations, etc.*) sono stati utilizzati i valori di default impostati dal programma; in particolare l'errore tollerato è pari a 0,01.

### **3.2. STAZIONE GARIBALDI**

Il modello geometrico utilizzato per le analisi è riportato In Figura 3.4.

Puntoni, impalcati e tiranti sono stati modellati attraverso molle elastiche (elementi *anchor*) le cui caratteristiche sono riassunte nella Tabella 3.2. Nella stessa tabella è riportato il pre-carico imposto ai tiranti di ciascun livello; il valore del pre-carico è stato assunto uguale al valore iniziale dello sforzo normale misurato in corrispondenza dei tiranti strumentati.

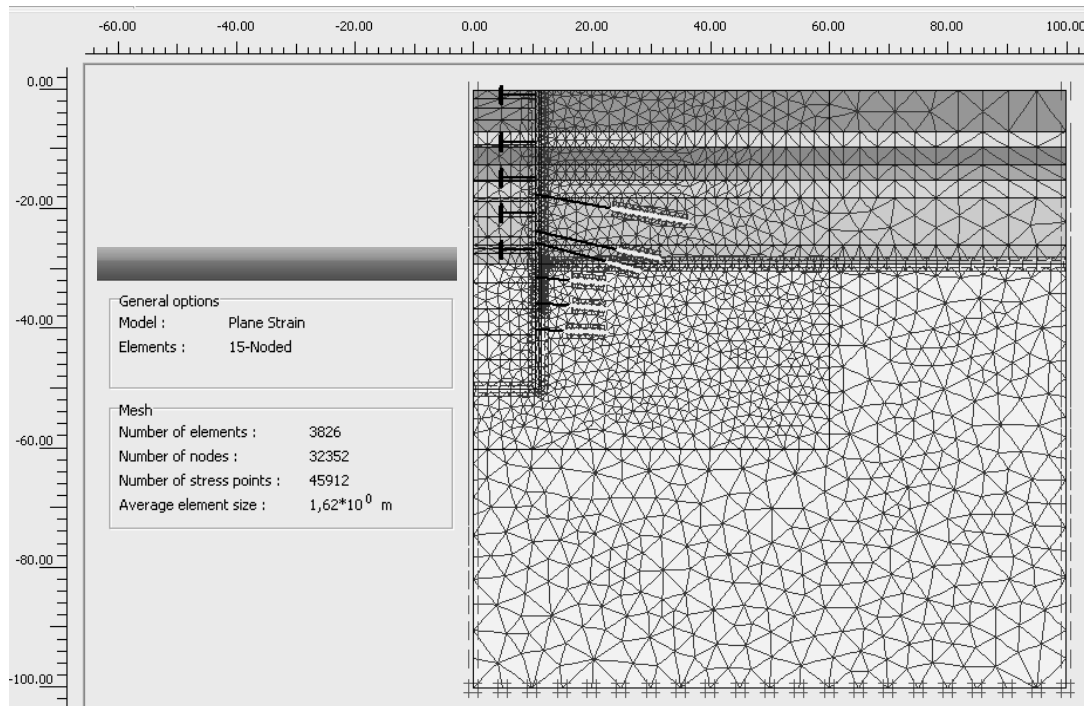


Figura 3.4

VINCOLO	RIGIDEZZA ASSIALE	PRE-CARICO
	kN/m/m	kN/m
PUNTONI	$6 \times 10^5$	-
I IMPALCATO	$1,6 \times 10^5$	-
II IMPALCATO	$1,75 \times 10^4$	-
III IMPALCATO	$1,6 \times 10^5$	-
IV IMPALCATO	$1,75 \times 10^4$	-
TIRANTI A	$1,75 \times 10^5$	465
TIRANTI B	$1,9 \times 10^5$	286
TIRANTI C	$1 \times 10^5$	338
TIRANTI D	$2,5 \times 10^5$	736
TIRANTI E	$2,5 \times 10^5$	734
TIRANTI F	$2,2 \times 10^5$	537

Tabella 3.1

Sono stati eseguiti due tipi di analisi, nel seguito indicate come analisi tipo A ed analisi tipo B.



Nelle analisi tipo A (WIP) gli effetti dell'installazione del diaframma di contenimento sono stati trascurati; le fasi di calcolo, indicate in Tabella 3.2, ripercorrono le fasi di scavo ed installazione dei vincoli ricostruite sulla base di informazioni raccolte in cantiere durante le lavorazioni.

Nelle analisi di tipo B (WIM), invece, è stata simulata anche la costruzione delle paratie. Alle fasi di scavo del pozzo stazione sono state anteposte due ulteriori fasi di analisi, di cui la prima simula lo scavo, in presenza di fanghi bentonitici, della trincea per la posa in opera del diaframma in c.a., la seconda il getto del calcestruzzo fluido all'interno della trincea stessa. La presenza del fango bentonitico è stata simulata attraverso un carico distribuito agente sulle pareti della trincea,  $q_f = \gamma_f xz$ , con  $\gamma_f = 11 \text{ kN/m}^3$  (peso specifico del fango bentonitico) e  $z$  generica profondità dal piano campagna. Per quanto riguarda l'azione esercitata sulle pareti della trincea dal calcestruzzo fluido, diverse sperimentazioni hanno mostrato che solo nella parte più superficiale la spinta è proporzionale al peso specifico del cls, mentre al di sotto di una certa altezza critica,  $h_c$ , la spinta si mantiene proporzionale al peso specifico del fango bentonitico. La letteratura scientifica sull'argomento indica che  $h_c$  è compresa tra il 15% ed il 30% dell'altezza della paratia; nel caso in esame la paratia è alta 50 m e si è assunto  $h_c = 7,5 \text{ m}$ .

CAPITOLO 3. ANALISI A RITROSO DEI COMPORTAMENTI OSSERVATI DURANTE LO SCAVO DEI POZZI STAZIONE “GARIBALDI” E “MUNICIPIO” DELLA LINEA 1 DELLA METROPOLITANA DI NAPOLI

FASE	DESCRIZIONE	NOTE
1	Installazione del diaframma	
2	Scavo a -3 m dal p.c.	
3	Installazione dei puntoni alla testa del diaframma	
4	Scavo a -9,2 m dal p.c.	
5	Installazione del primo impalcato	
6	Scavo a -15,2 m dal p.c.	
7	Installazione del secondo impalcato	
8	Scavo a -18,5 m dal p.c.	
9	Installazione e tesatura del primo livello di tiranti	
10	Scavo a -21,2 m dal p.c.	
11	Installazione del terzo impalcato	
12	Scavo a -26,5 m dal p.c.	
13	Installazione e tesatura del secondo e del terzo livello di tiranti	
14	Scavo a -27,2 m dal p.c.	
15	Installazione del quarto impalcato	
16	Scavo a -32,2 m dal p.c.	
17	Installazione e tesatura del quarto livello di tiranti	
18	Scavo a -36,5 m dal p.c.	
19	Installazione e tesatura del quinto livello di tiranti	
20	Scavo a -41 m dal p.c.	
21	Installazione e tesatura del sesto livello di tiranti	
22	Scavo a -45 m dal p.c. (fondo scavo pozzo)	

Tabella 3.2

Per quanto riguarda infine le modifiche imposte alle condizioni idrauliche dall'aggottamento del pozzo, le misure piezometriche eseguite durante l'approfondimento dello scavo, come già evidenziato mostrano che soltanto all'interno del banco di tufo l'effetto dell'aggottamento è stato sensibile; le celle e installate all'interno dei terreni sciolti sovrastanti, infatti, mostrano variazioni della quota piezometrica molto contenute. In entrambi i tipi di analisi, per tenere conto di questa circostanza, nelle fasi di scavo che coinvolgono la falda le pressioni neutre sono state generate lasciando inalterato il livello generale di falda, imponendo ai clusters di terreno che ricadono all'interno del pozzo un

livello di quota piezometrica coincidente con la quota corrente di fondo scavo (*clusters phreatic level*) e selezionando per i clusters di tufo al di sotto dello scavo l'opzione *interpolate from adjacent clusters or lines*, che consente di ottenere i valori della pressione neutra attraverso l'interpolazione lineare delle pressioni neutre dei clusters immediatamente sovrastanti e sottostanti.

Le analisi di tipo A sono state eseguite applicando alle pozzolane ed alle sabbie dapprima il modello Mohr-Coulomb e successivamente il modello Hardening Soil; nelle analisi di tipo B invece è stato utilizzato solo il modello Mohr-Coulomb.

### **Risultati**

In Figura 3.5 è mostrato il confronto tra la configurazione deformata della paratia lato CDN desunta dalle misure all'inclinometro S2 e quella ottenuta dalle analisi assegnando ai terreni interessati i valori di rigidezza riportati in Tabella 3.3. I valori di  $E$  adottati, rapportati ai valori medi di resistenza alla punta  $q_c$  misurati nei diversi strati considerati, forniscono un coefficiente di proporzionalità in linea con le indicazioni reperibili in letteratura per terreni incoerenti sotto falda.

La scelta del modello costitutivo sembra avere un'influenza modesta sulla stima degli spostamenti orizzontali del diaframma (la differenza tra gli spostamenti massimi è del 20% circa). In entrambi i casi, l'accordo tra stima e misure può ritenersi accettabile, ad esclusione del primo tratto di paratia, per il quale le misure indicano un valore di spostamento pressoché costante.

La discrepanza può essere imputata a diversi fattori: l'estrema eterogeneità dei riporti, che in alcuni tratti sono costituiti da vere e proprie opere murarie, la non perfetta conoscenza delle primissime fasi di scavo, ovvero della profondità raggiunta prima dell'installazione dei puntoni alla testa delle paratie ed infine gli effetti termici dovuti all'esposizione diretta dei puntoni all'irraggiamento solare (Viggiani, de Sanctis, Mandolini, 2007).

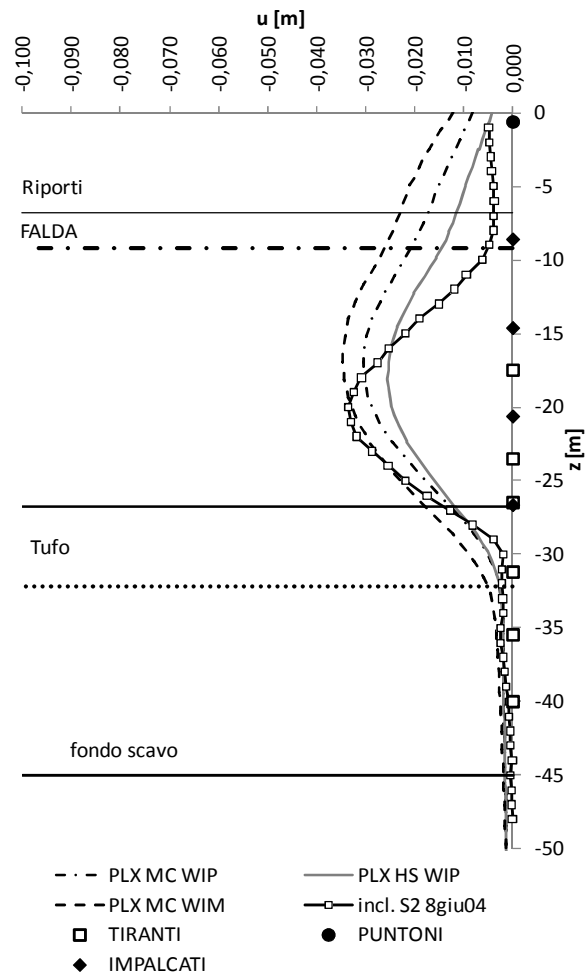


Figura 3.5

z		Mohr-Coulomb			Hardening Soil		
[m]		$q_c$	$E^{ref}$	$E_{ref}^0$	$E_{50}^{ref}$	$E_{ed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$
da	a	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0	-6,8		50	175			
-6,8	-10,5	2,7	25	90	25	25	75
-10,5	-14	1,8	15	50	15	15	45
-14	-17,5	6,9	50	175	50	50	150
-17,5	-21,8	9,7	60	210	60	60	180
-21,8	-27	4,4	35	120	35	35	105

Tabella 3.3

In Figura 3.6 è mostrato il confronto tra le misure ed i risultati delle analisi con riferimento ai cedimenti a tergo della struttura di sostegno del pozzo stazione. Sono stati presi in considerazione gli spostamenti misurati in corrispondenza dei capisaldi allineati lungo l'edificio lato CDN, corretti per tener conto che il repentino incremento di cedimenti verificatosi durante l'approfondimento dello scavo da -21,2 m a -26,5 m (novembre 2003-febbraio 2004) è da imputarsi a problemi verificatisi durante l'installazione dei tiranti del terzo livello, piuttosto che all'approfondimento stesso (Figura 3.7).

Con riferimento ai cedimenti del piano campagna, i risultati ottenuti utilizzando il modello Hardening Soil sono molto diversi da quelli ottenuti attraverso il modello di Mohr-Coulomb ed approssimano meglio i valori misurati.

L'effetto prodotto dall'installazione della paratia, infine modifica in maniera significativa il profilo dei cedimenti.

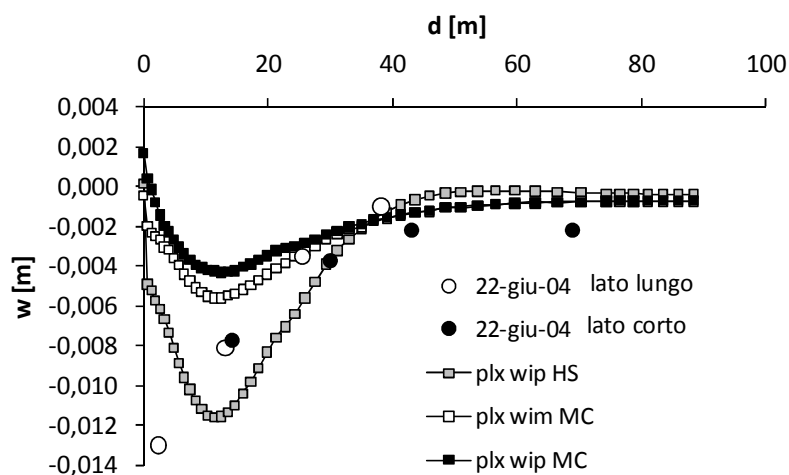


Figura 3. 6

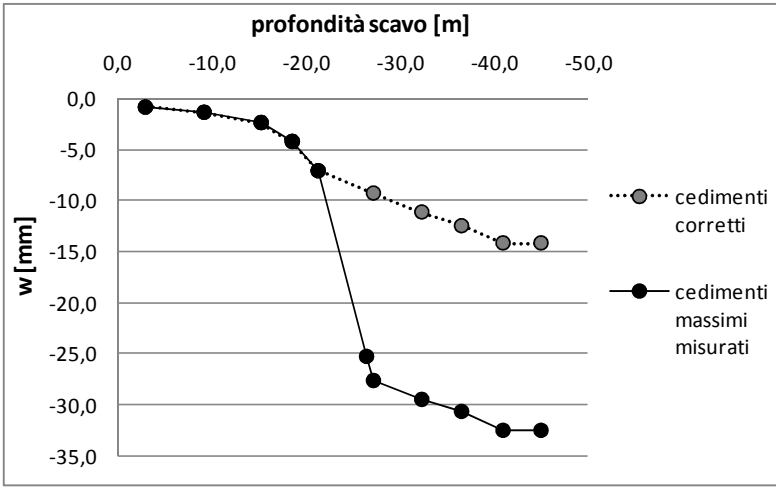


Figura 3.7

### 3.3. STAZIONE MUNICIPIO

Il modello geometrico utilizzato per le analisi a ritroso dello scavo del pozzo stazione Municipio è rappresentato in Figura 3.8.

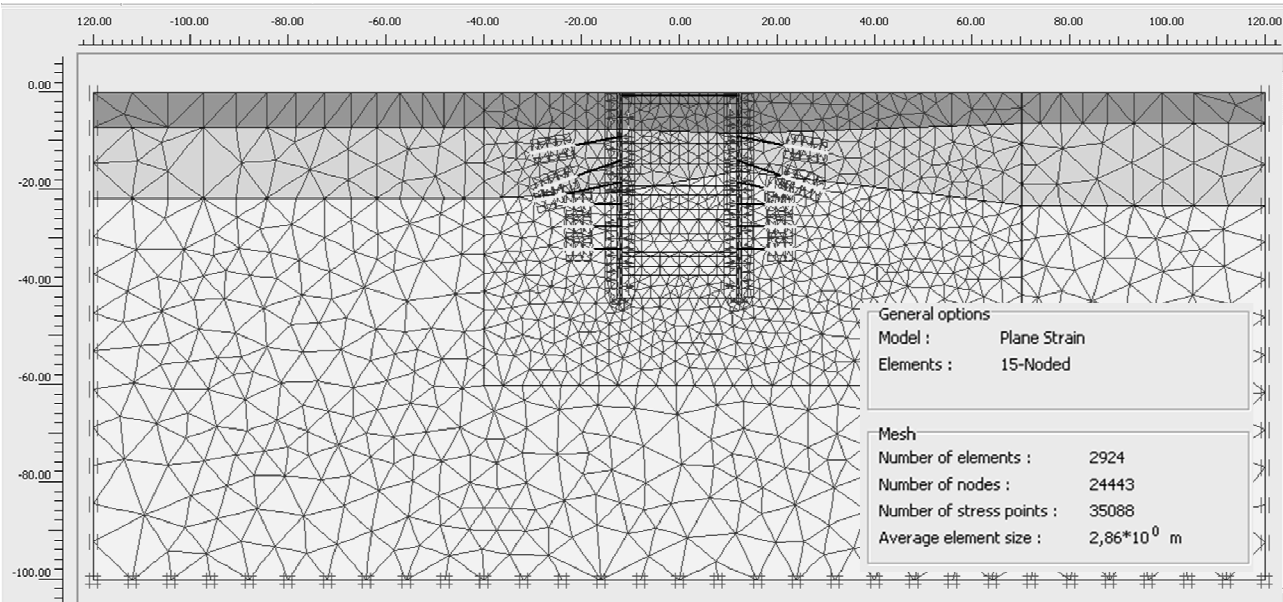


Figura 3.6

Le caratteristiche dei puntoni alla testa e dei diversi livelli di tiranti (modellati con elementi *anchor*) sono riportate in Tabella 3.4 unitamente al pre-carico degli ancoraggi (valore iniziale dello sforzo normale misurato in corrispondenza dei tiranti strumentati).

Le fasi di calcolo, ricostruite sulla base di informazioni raccolte in cantiere circa le fasi di scavo ed installazione dei vincoli sono indicate in Tabella 3.5.

Per quanto riguarda le variazioni di quota piezometrica imposte dall'aggottamento del pozzo, le misure eseguite durante l'approfondimento hanno mostrato la sensibilità tanto del banco di tufo quanto delle sabbie sovrastanti alle variazioni imposte all'interno dello scavo.

Per tenere conto di questa circostanza, nelle fasi di scavo che coinvolgono la falda le pressioni neutre sono state generate modificando il livello generale di falda, ovvero imponendo ai clusters di terreno che ricadono all'interno del pozzo un livello di quota piezometrica coincidente con la quota corrente di fondo scavo (*clusters phreatic level*) e facendolo poi crescere linearmente fino al valore iniziale ai contorni del modello.

Si riportano i risultati delle analisi WIP e WIM condotte utilizzando il modello Mohr Coulomb.

VINCOLO	RIGIDEZZA ASSIALE	PRE-CARICO
	kN /m	kN/m
PUNTONI	$6,1 \times 10^5$	-
TIRANTI A	$1,8 \times 10^5$	542
TIRANTI B	$2,4 \times 10^5$	680
TIRANTI C	$2,4 \times 10^5$	618
TIRANTI D	$2,4 \times 10^5$	745
TIRANTI E	$2,4 \times 10^5$	805
TIRANTI F	$2,4 \times 10^5$	804

Tabella 3.4

FASE	DESCRIZIONE
1	Installazione del diaframma
2	Scavo a -2,1 m dal p.c.
3	Installazione dei puntoni alla testa del diaframma
4	Scavo a -10,4 m dal p.c.
5	Installazione e tesatura del primo livello di tiranti
6	Scavo a -14,6 m dal p.c.
7	Installazione e tesatura del secondo livello di tiranti
8	Scavo a -19,2 m dal p.c.
9	Installazione e tesatura del terzo livello di tiranti
10	Scavo a -21 m dal p.c.
11	Scavo a -24 m dal p.c.
12	Installazione e tesatura del quarto livello di tiranti
13	Scavo a -26 m dal p.c.
14	Scavo a -29 m dal p.c.
15	Installazione e tesatura del quinto livello di tiranti
16	Scavo a -32,7 m dal p.c.
17	Scavo a -33,5 m dal p.c.
18	Installazione e tesatura del sesto livello di tiranti
19	Scavo a -35,6 m dal p.c.
20	Scavo a -37,5 m dal p.c. (fondo scavo pozzo)

Tabella 3.5

Poiché presso la stazione Municipio non sono stati installati inclinometri per il controllo delle deformazioni dei pannelli, il confronto tra le misure di spostamento orizzontale dei diaframmi (eseguite mediante stazione totale) e gli spostamenti stimati con le analisi numeriche è presentato nelle Figure 3.9 (lato Toledo) e 3.10 (lato Università) in termini di evoluzione temporale dello spostamento a ciascun livello di miniprismi di controllo. Sono state prese a riferimento, su ciascun lato, le due verticali più prossime alla mezzeria del diaframma.

Per quanto riguarda i cedimenti a tergo della parete il confronto è soddisfacente solo per le misure ai capisaldi più distanti dalla paratia; per gli altri capisaldi, che sono ubicati in



prossimità dello spigolo del pozzo, le analisi (piane) sovrastimano lo spostamento (Figure 3.11 e 3.12).

Anche in tal caso tener conto della fase di installazione delle paratie ha consentito di ottenere risultati più soddisfacenti.

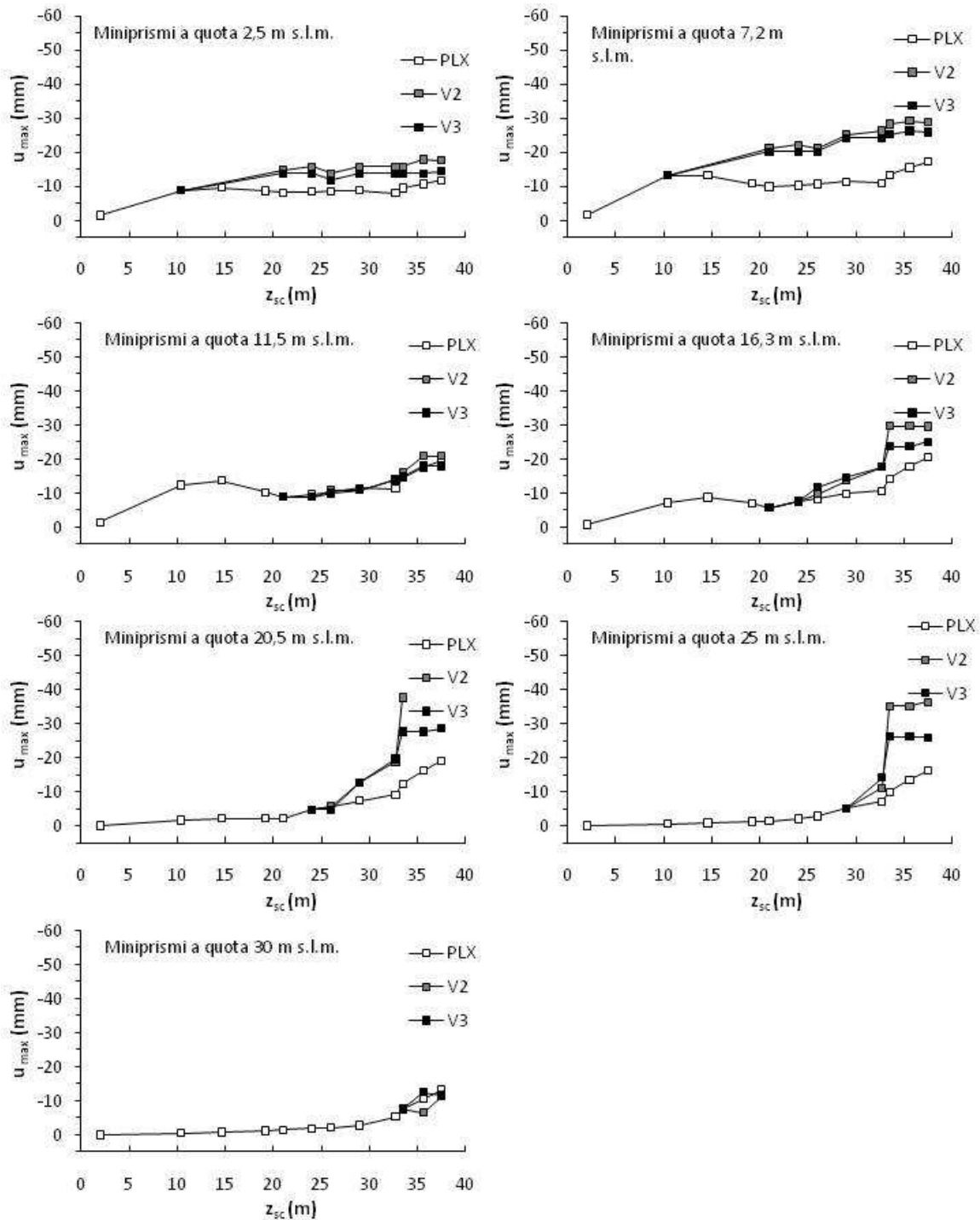


Figura 3.9

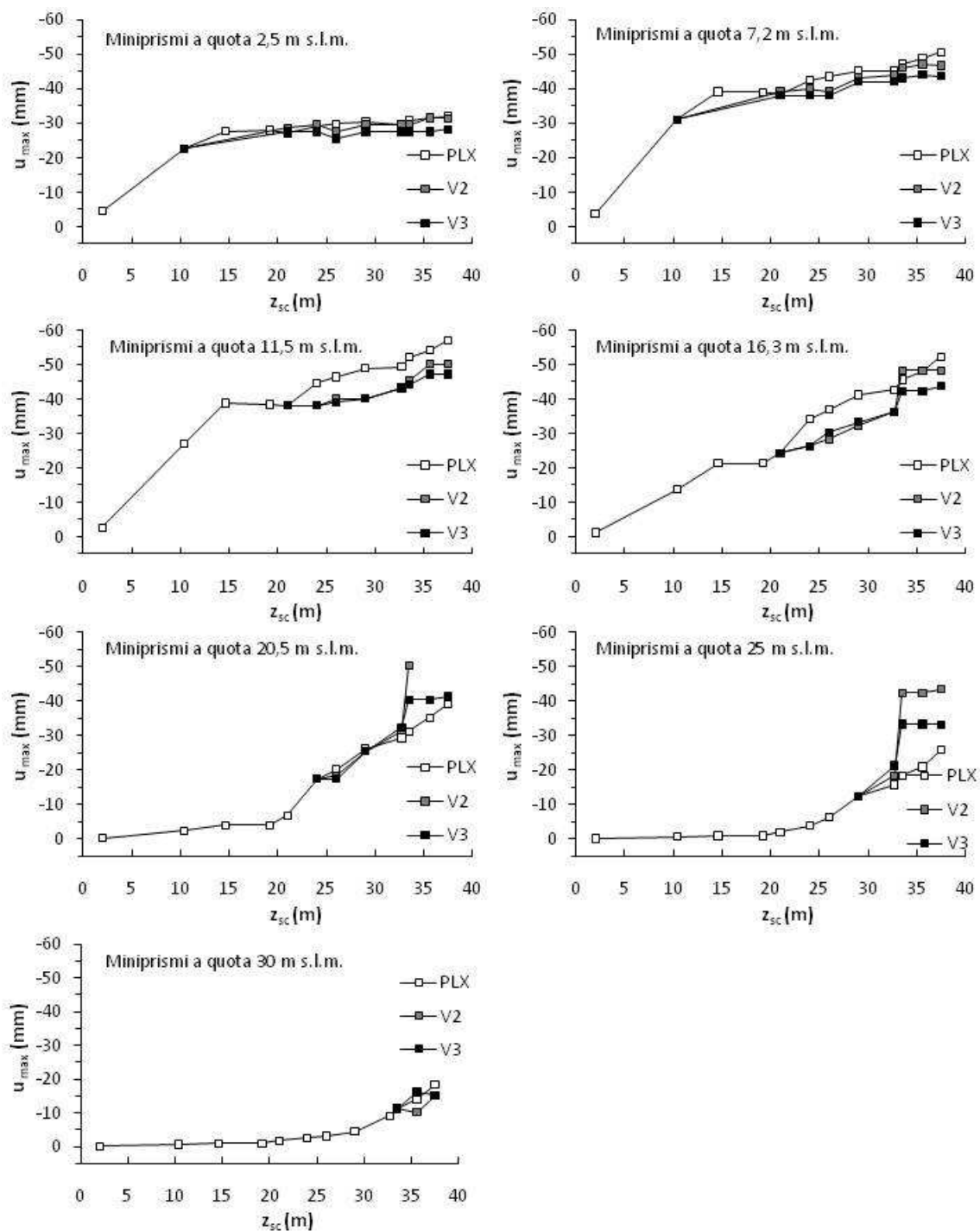


Figura 3.10

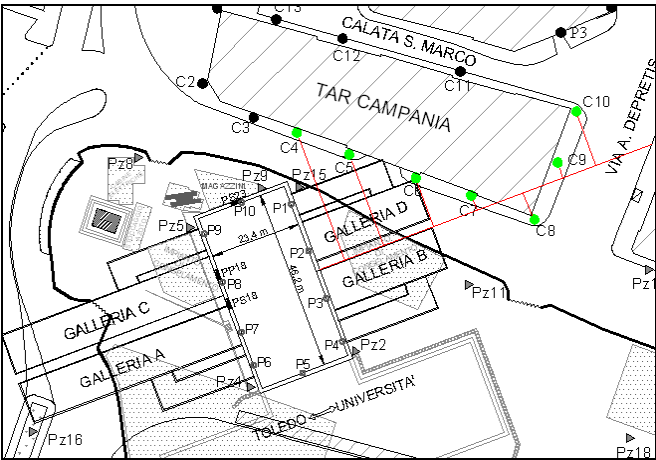


Figura 3.11

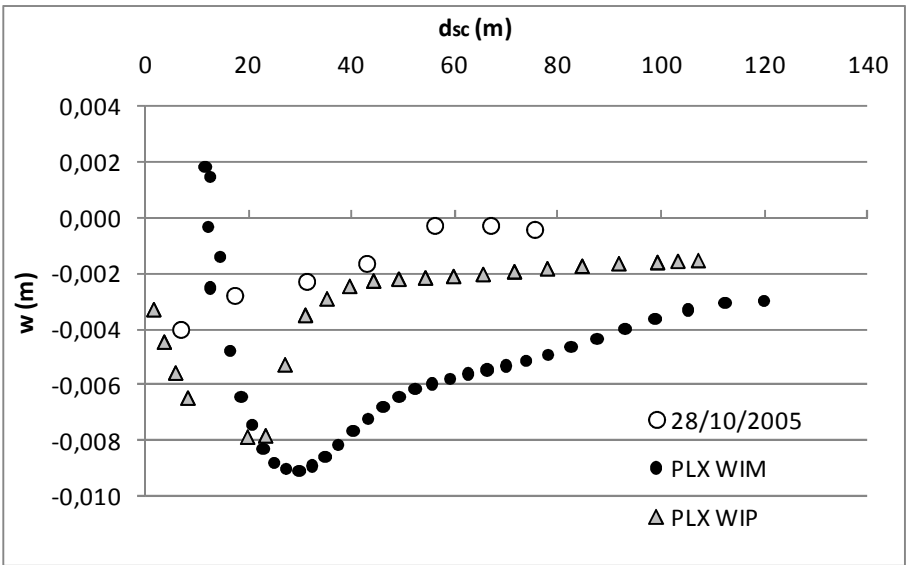


Figura 3.12

## CAPITOLO 4. ELABORAZIONE DI DATI EMPIRICI

### 4.1 Introduzione

Nel capitolo 1 sono stati richiamati i metodi empirici maggiormente accreditati per la stima degli spostamenti delle strutture di sostegno e del terreno al contorno di scavi profondi. Tali metodi sono sintetizzati in abachi di semplice utilizzo: l'abaco di Peck, che fornisce la distribuzione dei cedimenti a tergo della struttura di sostegno in funzione dell'altezza di scavo e della natura dei terreni attraversati (sabbie, argille di diversa consistenza); l'abaco di Mana e Clough, che correla i massimi valori dello spostamento orizzontale della struttura di sostegno e dello spostamento verticale del terreno a tergo e l'abaco di Clough e O'Rourke, attraverso il quale si può stimare il cedimento massimo del piano campagna in funzione dell'altezza di scavo.

Allo scopo di verificare le capacità di previsione degli spostamenti dei metodi sopra citati ed eventualmente correggere le correlazioni disponibili per tenere conto dei miglioramenti che nel tempo sono stati apportati tanto alle tecnologie esecutive quanto agli strumenti di progetto, si è cercato di reperire il maggior numero possibile di misure di spostamenti al contorno di scavi profondi pubblicate in letteratura. Per uniformità con i casi studio costruiti direttamente e presentati nei precedenti capitoli, si è concentrata l'attenzione sui dati relativi a scavi in terreni incoerenti (o prevalentemente incoerenti).

### Presentazione dei dati raccolti

Tutte le misure di spostamento reperite in letteratura nonché in maniera diretta sono sintetizzate nella Tabella 4.1. Complessivamente i casi sono 90, buona parte dei quali sono stati pubblicati su riviste e su atti di convegni dal 1969 al 2009. Gli scavi si differenziano per la natura del terreno in cui è infissa la struttura di sostegno (sabbia, roccia, argilla), la tipologia delle opere di sostegno (diaframmi in c.a., pali in c.a., palancole metalliche) e dei relativi vincoli (puntoni, tiranti, impalcati), la tecnica

costruttiva (tradizionale, top-down), l'ubicazione (Asia, Europa, Nord America) ed ovviamente l'epoca di costruzione (la maggior parte dei dati è stata pubblicata tra gli anni '80 e '90).

Dalla tabella si evince inoltre che le misure di spostamento delle opere di sostegno sono più numerose delle misure di cedimento a tergo di queste.

### 4.2. Elaborazione dei dati sperimentali

I dati raccolti sono stati elaborati cercando di individuare tendenze di comportamento comuni.

La Figura 4.1 tuttavia mostra che le misure sono molto disperse; la dispersione si riduce in minima parte se ci si riferisce alle misure relative alle sole opere di sostegno in c.a. con più livelli di vincolo (Figura 4.2).

E' comunque interessante notare come l'entità degli spostamenti indotti dagli scavi si siano ridotte negli anni grazie alle innovazioni tecnologiche ed alla disponibilità di migliori strumenti di calcolo (Figura 4.3).

In Figura 4.4 è riportato l'andamento degli spostamenti orizzontali delle strutture di sostegno adimensionalizzati rispetto all'altezza di scavo con il fattore di rigidezza  $EI/\gamma_w s^4$ , che tiene conto della rigidezza flessionale della paratia e dell'interasse verticale  $s$  tra i vincoli (il fattore è adimensionale se la rigidezza è computata per unità di lunghezza della paratia); con riferimento a scavi puntonati in terreni a grana fina, Mana e Clough (1981) individuarono l'esistenza di un'ottima correlazione tra queste due grandezze, al variare del coefficiente di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo.

Per gli scavi in terreni a grana grossa, invece, i dati raccolti non consentono di individuare un trend di comportamento ben definito.

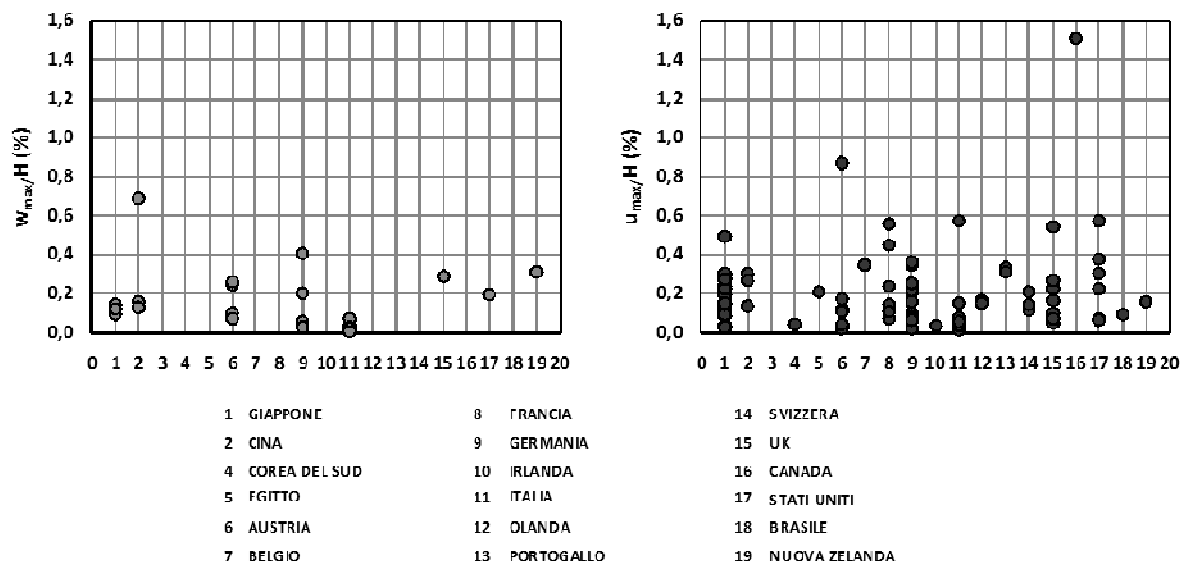


Figura 4.1

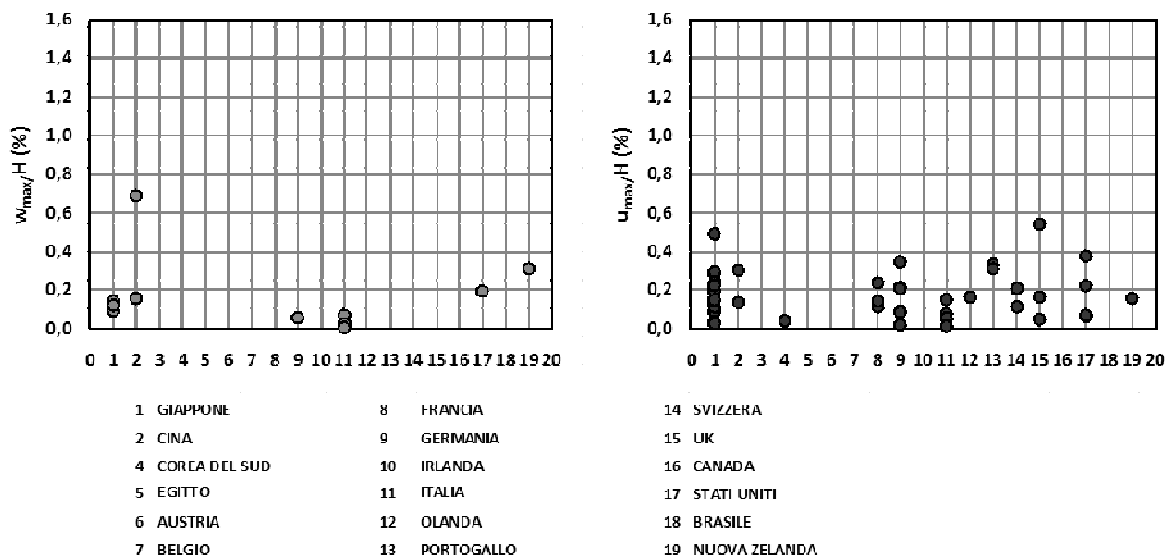


Figura 4.2

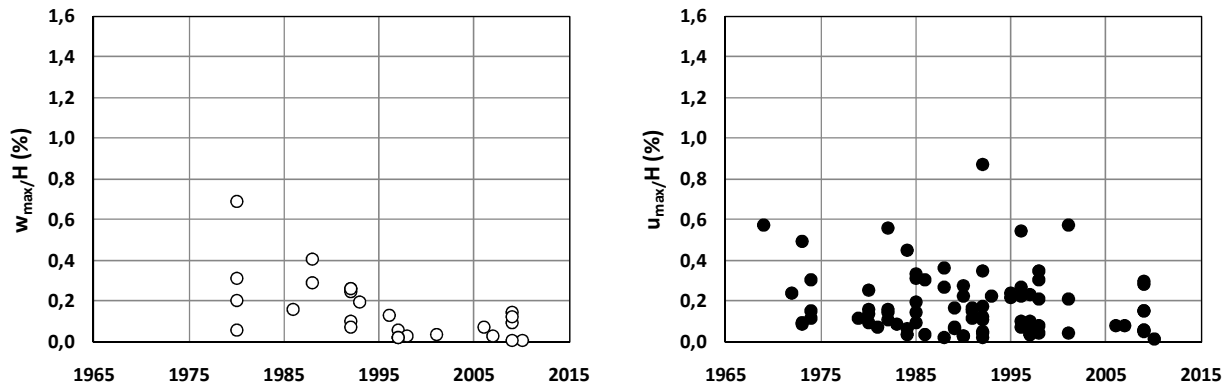


Figura 4. 3

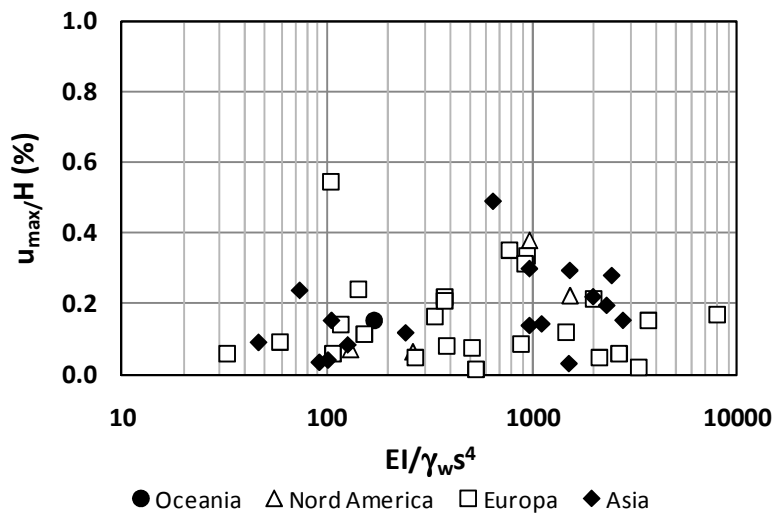


Figura 4.4

In Figura 4.5 sono evidenziati i dati relativi agli scavi effettuati nella città di Napoli per la realizzazione di parcheggi interrati e di alcune stazioni della Linea 1 della Metropolitana. Le misure di spostamento orizzontale della struttura di sostegno sono ridotte rispetto a quelle osservate in altri siti a parità di fattore di rigidezza, tuttavia anche restringendo il campo di osservazione non si riesce a cogliere una correlazione stretta tra le due grandezze misurate.



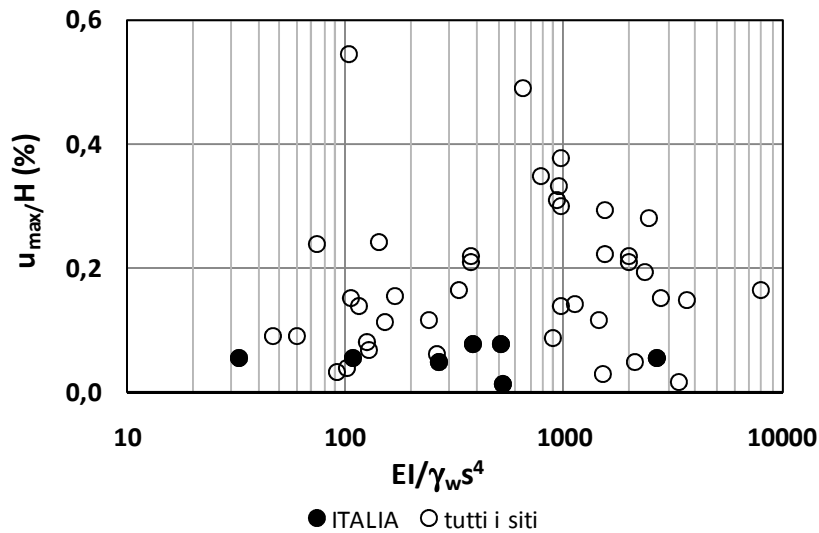


Figura 4.5

### 4.3 Considerazioni sui metodi empirici

Circa l'attuale attendibilità delle previsioni di spostamento effettuate con i classici metodi empirici, le misure raccolte (Figura 4.6) mostrano come i profili di subsidenza adimensionali di Peck (1969) portino a sovrastimare gli effetti dello scavo a tergo dell'opera di sostegno e d'altra parte anche osservazioni relative a scavi in terreni a grana fina confermano questa circostanza (Wang, 2001).

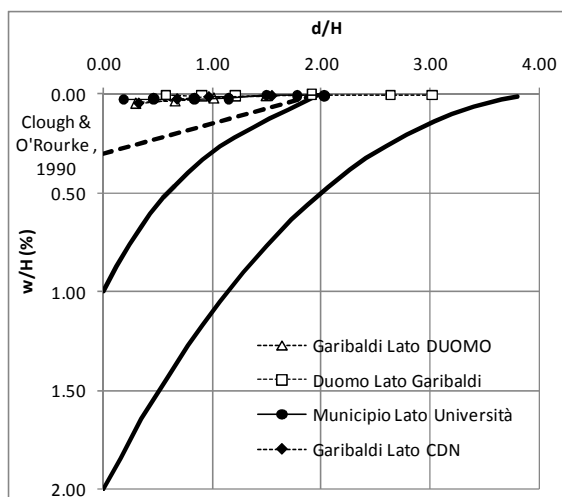


Figura 4.6

La Figura 4.7 mostra che per gli scavi più recenti (anni '90-2000), il rapporto tra il massimo cedimento del piano campagna e l'altezza di scavo si mantiene inferiore a 0.0015, anche per scavi di altezze ben più elevate di quelli che costituiscono il database di Clough e O'Rourke del 1990.

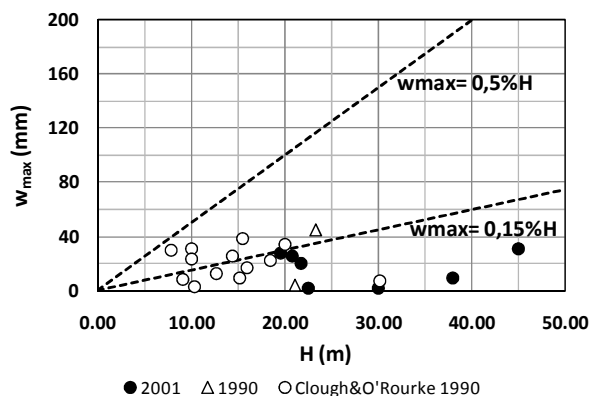


Figura 4.7

La Figura 4.8 infine indica che anche per gli scavi di più recente esecuzione il rapporto tra il cedimento massimo del piano campagna ed il massimo spostamento orizzontale della parete è compreso nell'intervallo 0,5-1, anche se è evidente che l'entità degli spostamenti in relazione all'altezza di scavo si è notevolmente ridotta.

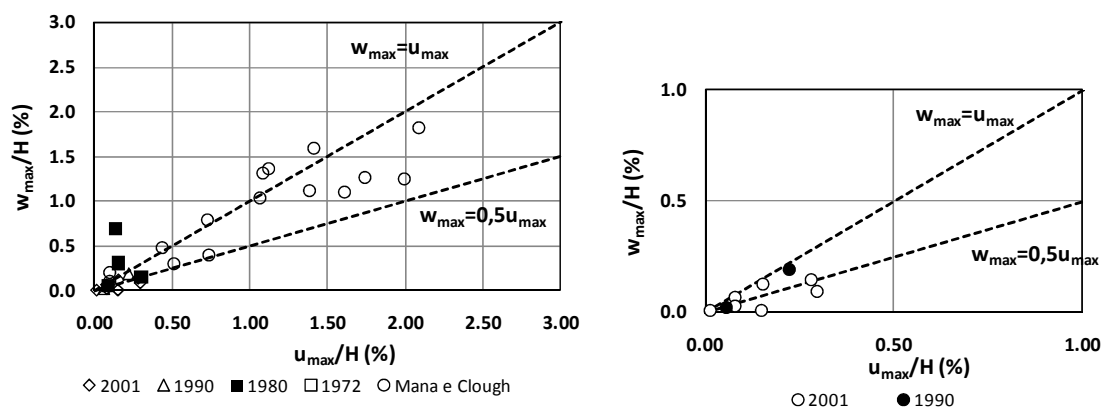


Figura 4.8

Sulla base delle considerazioni sopra svolte, si può concludere che l'elaborazione di nuovi metodi su base empirica è auspicabile; a tale scopo sarebbe necessario disporre di un numero considerevole di casi studio. Tuttavia le misure di spostamento disponibili in letteratura con riferimento a scavi in terreni granulari di recente esecuzione sono piuttosto

limitate. Inoltre la formulazione di criteri di previsione degli spostamenti sia della struttura di sostegno che del terreno necessita della conoscenza dettagliata dei casi presi a riferimento, non solo per quanto riguarda la tipologia di opera di sostegno e le caratteristiche del terreno attraversato, ma anche, ad esempio, circa i dettagli costruttivi (modalità di scavo, tempistica della costruzione, etc.). Tali criteri dovrebbero essere allora sviluppati su scala locale e poi eventualmente estesi mediante un confronto con misure provenienti da siti diversi. In tal senso l'analisi critica dei comportamenti osservati presso i pozzi stazione della Linea 1 della Metropolitana di Napoli presentata nel precedente capitolo può rappresentare senz'altro un utile contributo, pur non consentendo di trarre considerazioni di carattere generale.

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno (kN*m <sup>2</sup> /m)	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
1	USA	1969	sabbia e ghiaia	densa	11	palancola multiancorata	63585	3,7		63		Peck (1969)
2	GIAPPONE	1972	ghiaia		10,5	diaframmi in c. a. multivincolati	561184	5,3		25		Masuda (1982)
3	GIAPPONE	1973	sabbia		12	diaframmi in c. a. multivincolati	324760	4,0		10		Masuda (1982)
4	GIAPPONE	1973	roccia fessurata		12,2	diaframmi in c. a. multivincolati	561184	3,1	si	60		Masuda (1982)
5	GIAPPONE	1973	argilla		17,68	diaframmi in c. a. multivincolati	561184	5,9		16		Masuda (1982)
6	GIAPPONE	1974	argilla		10,2	diaframmi in c. a. multivincolati	324760	3,4		12		Masuda (1982)
7	GIAPPONE	1974	ghiaia		14,4	diaframmi in c. a. multivincolati	561184	4,8		22		Masuda (1982)
8	GIAPPONE	1974	sabbia limosa		15	soil mixing pile wall, vicoli multipli	-	2,5		45		Masuda (1982)
9	FRANCIA	1979	sabbia	mediamente densa	17,4	diaframmi in c. a. multiancorati	540000	4,4		20		Josseume and Stenne (1979)

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno (kN*m <sup>2</sup> /m)	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
10	NUOVA ZELANDA	1980	Terreno residuale	SPT N (average) =50	18,7	diaframmi in c. a. multipuntonati	2500000	6,2		29	58	Morton et al. (1980)
11	CINA	1980	Granito decomposto		26	diaframmi in c. a. top down	2500000	4,0		36	180	Davies and Henkel (1980)
12	GERMANIA	1980	sabbia, ghiaia		19,8	palancolata multiancorata	540000	3,5		50	40	Ulrichs (1980)
13	GERMANIA	1980	sabbia,ghiaia, argilla		21,9	paratia di pali secanti multipuntonata	1134000	6,6		20	12	Blumel and Wemheuer (1980)
14	FRANCIA	1981	Sabbia, ghiaia	qc = 10 MPa	16,5	Diaframmi in c.a. vincolati alla testa	4320000	10,5		12		Maquet (1981)
15	FRANCIA	1982	ghiaia sabbiosa	mediamente densa	10,7	Diaframmi in c.a. vincolati alla testa	185000	5,2		60		Kastner (1982)
16	FRANCIA	1982	ghiaia sabbiosa	mediamente densa	9,95	diaframmi in c. a. multipuntonati	107000	3,1		14		Kastner (1982)
17	FRANCIA	1982	ghiaia sabbiosa	mediamente densa	6,75	palancola vincolata in testa	57700	6,8		7		Kastner (1982)
18	GERMANIA	1982	sabbia, ghiaia		20	palancolata multiancorata	1280000	2,9		32		Ulrichs (1982)

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ )	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
19	GERMANIA	1983	ghiaia, argilla		12,5	paratia di pali secanti multiancorata	631000	2,9		11		Ostermayer (1983)
20	FRANCIA	1984	sabbia, ghiaia	qc = 5 MPa	12,3	palancola vincolata in testa	115080	8,3		55		Gignan (1984)
21	GERMANIA	1984	Sabbia, marna		14,1	palancolata vincolata in testa	2500000	7,0		9		Viendenz (1984)
22	AUSTRIA	1984	Sabbia, marna		18,5	palancolata multiancorata	1280000	2,9		6		Potscher et al. (1984)
23	GIAPPONE	1985	sabbia		13,3	diaframmi in c. a. multivincolati	561184	2,7		19		Masuda (1982)
24	GIAPPONE	1985	sabbia		13,3	diaframmi in c. a. multivincolati	561184	2,2		26		Masuda (1982)
25	PORTOGALLO	1985	sabbia		13,8	diaframmi in c. a. multiancorati	540000	2,8		46		Fernandes (1985)
26	PORTOGALLO	1985	argilla,sabbia	60 (SPT N = 7)	13,8	diaframmi in c. a. multipuntonati	540000	2,8		43		Mattos-Fernandes (1985)
27	BRASILE	1985	terreno residuale	N = 8	19	palancolata multipuntonata	71700	3,8		18		Massad (1985)

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ )	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
28	GIAPPONE	1986	ghiaia		29,8	diaframmi in c. a. multivincolati	561184	5,0		10		Masuda (1982)
29	CINA	1986	Granito decomposto	N = 40	16	diaframmi in c. a. top down	2500000	4,0		48	25	Humpheson et al. (1986)
30	UK	1988	ghiaia	SPT N = 20	9,3	palancola vincolata in testa	96440	6,8		25	27	Symons et al. (1988)
31	AUSTRIA	1988	sabbia, ghiaia		18,3	palancolata multiancorata	1280000	5,5		3		Naderer (1988)
32	GERMANIA	1988	ghiaia, argilla		7,2	paratia di pali secanti libera	639000	10,1		26	29	Goldscheider and Gudehus -1988
33	UK	1989	calcare	N = 30	9	Barrettes multiancorate	1280000	2,0		15		Wood et al. (1989)
34	STATI UNITI	1989	deposito glaciale		15,7	diaframmi in c. a. multiancorati	1908001	6,2		11		Hansmire et al. (1989)
35	STATI UNITI	1989	deposito glaciale	denso	15,7	diaframmi in c. a. multiancorati	1908000	5,2		10		Hansmire et al. (1989)
36	GIAPPONE	1990	argilla		33,2	diaframmi in c. a. multivincolati	891140	2,8		10		Masuda (1982)

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ )	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
37	GIAPPONE	1990	sabbia, argilla		20	diaframmi in c. a. multivincolati	1330215	2,9		44		Masuda (1982)
38	GIAPPONE	1990	sabbia		13,1	paratia di pali multivincolata	-	2,6		36		Masuda (1982)
39	GIAPPONE	1990	ghiaia		22,9	soil mixing pile wall, vicoli multipli	-	4,6	si	6,4		Masuda (1982)
40	OLANDA	1991	sabbia		19,5	diaframmi in c. a. multipuntonati	4320000	6,0		32		Van Tol and Brassinga (1991)
41	OLANDA	1991	limo, sabbia	mediamente densi	21	palancola e tubolari vincolata alla testa	1717900	17,0		32		Bakker and Brinkgrieve (1991)
42	SVIZZERA	1991	sabbia, limo	N = 25 to 35	17	paratia di pali multiancorata	483095	2,4		20		Steiner and Werder (1991)
43	BELGIO	1992	ghiaia	75 (UU)	5,78	Diaframmi in c.a. vincolati alla testa	540000	5,8		20		Li et al. (1992)
44	AUSTRIA	1992	ghiaia, argilla		10	palancolata vincolata in testa	1280000	5,0		17	26	Breyman (1992)
45	AUSTRIA	1992	ghiaia, argilla		11,5	palancolata top down	1280000	3,8		5	8	Breyman (1992)



Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ )	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
46	AUSTRIA	1992	sabbia, limo		24	palancolata top down	1280000	6,3		25		Fross and Klenovec (1992)
47	AUSTRIA	1992	ghiaia, argilla		11,5	palancolata libera	1280000	16,1		100	30	Breyman (1992)
48	AUSTRIA	1992	ghiaia, argilla		11	palancolata multiancorata	540000	4,0		13	11	Breyman (1992)
49	AUSTRIA	1992	ghiaia, argilla		11,5	palancolata multiancorata	540000	4,9		20	28	Breyman (1992)
50	UK	1992	calcare	N = 15	18	paratia di pali multiancorata	919700	2,6		9		Grose and Toone (1992)
51	GERMANIA	1992	sabbia, marna, limo		11,5	paratia di pali secanti multipuntonata	1527000	2,6		2		Rizkallah and Vogel (1992)
52	STATI UNITI	1993	deposito glaciale	denso	23,4	diaframmi in c. a. top down	1822500	3,3		52	45	Whittle et al. (1993)
53	FRANCIA	1995	Sabbia	mediamente densa	24	diaframmi in c. a. multiancorati	5881600	8,0		58		Delattre et al. (1995)
54	GERMANIA	1995	sabbia	mediamente densa	12,3	paratia di pali secanti multiancorata	631000	3,6		27		Weibenbach and Gollub (1995)

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno (kN*m <sup>2</sup> /m)	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
55	UK	1996	Ghiaia, sabbia	N = 30 to 35	11	diaframmi in c. a. multipuntonati	2500000	7,0		60		Fernie et al. (1996)
56	CINA	1996	Granito decomposto		28	palancolata top down	4320000	4,7		75	37	Triantafyllidis (1996)
57	UK	1996	arenaria		7	paratia di pali vincolata alla testa	254350	8,0		5		Fernie and Suckling (1996)
58	UK	1996	arenaria		5	paratia di pali libera	254250	7,0		11		Fernie and Suckling (1996)
59	UK	1996	arenaria		5	paratia di pali libera	254250	7,0		11		Fernie and Suckling (1996)
60		1996	Coal Meas		6	paratia di pali libera	245400	8,4		6		Fernie and Suckling (1996)
61	ITALIA	1997	sabbia	c= 0÷30 kPa, $\phi \approx 33^\circ \div 42^\circ$	21,15	diaframmi in c. a. multivincolati	1330215	8,0		12	4,5	G.B. FENELLI, L.PAGANO (1997)
62	GERMANIA	1997	Sabbia	mediamente densa	18	Diaframmi in c.a. vincolati alla testa	5184000	15,0		42	10	Triantafyllidis et al. (1997)
63	ITALIA	1997	tufo giallo napoletano	Nspt = 26	19,4	micropali affiancati armati con tubo metallico	?	3,0		7	3,5	G.Russo, C. Viggiani (1997)

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ )	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
64	GERMANIA	1997	sabbia	densa	5	palancola vincolata in testa	2033	3,8		5		Josseume et al. (1997)
65	GERMANIA	1997	Ghiaia, sabbia, limo		23	palancolata multipuntonata	4320000	4,8		19		Hettler et al. (1997)
66	IRLANDA	1997	deposito glaciale	SPT N = 501	9,7	paratia di pali secanti vincolata alla testa	1254800	8,5		3		Long (1997)
67	USA	1998	sabbia	mediamente densa	5	Deep soil mix con ancoraggi	60000	1,7		15		Anderson (1998)
68	GERMANIA	1998	sabbia	mediamente densa	17	diaframmi in c. a. multiancorati	1280000	2,8		36		Nussbaumer (1998)
69	GERMANIA	1998	sabbia, ghiaia	mediamente dense	14,3	diaframmi in c. a. multiancorati	1280000	3,6		50		Kudella and Mayer (1998)
70	GERMANIA	1998	Sabbia	mediamente densa	18,5	palancolata multiancorata	4320000	0,8		15	5	Triantafyllidis (1998)
71	COREA DEL SUD	1998	roccia fessurata	N = 20 to 50	25	pali armati con profili H multipuntonati	60640	2,8		10		Choi and Lee (1998)

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ )	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
72	ITALIA	2001	porfiriti	$c = 0, \phi \approx 37^\circ$	29,3	colonne di jet grouting multiancorate	2200000	2,8		12	10	P.Cancelli, H.F. Schweiger, M.Vidotto (2001)
73	EGITTO	2001	sabbia, calcareniti	S) $c = 0, \phi = 36^\circ$ ; C) $c = 450 \text{ kPa}, \phi = 30^\circ$	14,5	diaframmi in c. a.	4500000	14,5		30		R.Granata, F.Leoni, V.Manassero, M.Hamza (2001)
74	ITALIA	2001	sabbia limosa	$c = 0, \phi \approx 35^\circ \div 42^\circ$	4	palancole Larssen libere	116004	4,0		23		M. Calabrese (1997)
75	ITALIA	2001	tufo giallo napoletano	$c = 0, \phi \approx 30^\circ \div 36^\circ$	28	paratie di pali trivellati in c.a. multivincolate	3700000	5,6	si	-3	-0,5	A. Mandolini (2001)
76	ITALIA	2006	tufo giallo napoletano	$c = 0, \phi \approx 30^\circ \div 38^\circ$	45	diaframmi in c. a. multivincolati	2580000	4,7	si	35	31	L. de Sanctis, A. Mandolini, G.M.B. Viggiani (2007).
77	ITALIA	2007	tufo giallo napoletano	$c = 0, \phi \approx 30^\circ \div 38^\circ$	38	diaframmi in c. a. multivincolati	2580001	5,1	si	30	9	L. de Sanctis, A. Mandolini, G.M.B. Viggiani (2007).
78	ITALIA	2009	tufo giallo napoletano		50	diaframmi in c. a. multivincolati	2580001	5,6	si	25		D. L'Amante (2009)

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ )	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
79	ITALIA	2009	tufo giallo napoletano		35	diaframmi in c. a. multivincolati	2580001	7,0	si	20		D. L'Amante (2009)
80	GIAPPONE	2009	sabbia limosa	SPT N =5-30	19,6	diaframmi in c. a. multipuntonati	2580000	3,2		55	28	B.C.B. Hsiung, H.Y. Chuay (2009)
81	GIAPPONE	2009	sabbia limosa	SPT N =5-31	21,7	diaframmi in c. a. multipuntonati	2580000	3,6		64	20	B.C.B. Hsiung, H.Y. Chuay (2009)
82	GIAPPONE	2009	sabbia limosa	SPT N =5-32	20,9	diaframmi in c. a. multipuntonati	2580000	3,1		32	26	B.C.B. Hsiung, H.Y. Chuay (2009)
83	ITALIA	2009	tufo giallo napoletano		14	paratie di pali trivellati in c.a. multivincolate	627000	2,2		8		D. L'Amante (2009)
84	ITALIA	2009	argilla		22,6	paratie di pali trivellati in c.a. multivincolate	2250000	2,8	si	34	2	A. Mandolini (p.c. 2008)
85	ITALIA	2010	tufo giallo napoletano	$c=0, \phi \approx 30^\circ \div 38^\circ$	30	diaframmi in c. a. multivincolati	2580001	4,7	si	4	2	A. Mandolini (p.c. 2009)
86	SVIZZERA		deposito glaciale		17,2	diaframmi in c. a. multipuntonati	1280000	4,3		36		Huder (in LONG, 2001)

Caso studio	Ubicazione	anno	terreno alla base	resistenza\DR	altezza di scavo (m)	tipologia della struttura di sostegno	rigidezza della struttura di sostegno ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ )	interasse verticale tra i vincoli (m)	pre-carico	u max (mm)	wmax (mm)	Riferimento bibliografico
87	SVIZZERA		limo, sabbia		15,5	Diaframmi in c.a. vincolati alla testa	1278760	13,7		22		GYSI (in LONG, 2001)
88			sabbia	mediamente densa	9,3	palancola vincolata in testa	104785	10,6		20		Symons (in LONG, 2001)
89	CANADA		sabbia		15,2	palancola multiancorata	42000	3,0		230		Bauer (in LONG, 2001)
90	STATI UNITI		roccia		18,5	paratia di pali multipuntonata	1822500	3,7		70		Saxena (in LONG, 2001)
91	BRASILE	2010			15,5	Diaframmi in c.a.					18	De Mello& Bilfinger (p.c.)
92	BRASILE	2010			19	Diaframmi in c.a. multiancorati					29	De Mello& Bilfinger (p.c.)
93	BRASILE	2010			37	Diaframmi in c.a.					45	De Mello& Bilfinger (p.c.)
94	BRASILE	2010			18	Diaframmi in c.a. multiancorati					38	De Mello& Bilfinger (p.c.)

## CONCLUSIONI

La previsione degli spostamenti prodotti da scavi a cielo aperto di notevole profondità in contesti urbanizzati è un aspetto fondamentale della progettazione di opere interrato (parcheggi, centri commerciali, stazioni metropolitane), in quanto gli effetti che questi possono determinare sulle strutture preesistenti potrebbero anche pregiudicarne la fattibilità.

D'altro canto, dal momento che il ricorso alle costruzioni in sotterraneo è sempre più frequente, nel tempo il mondo tecnico-scientifico ha sviluppato una sempre maggiore sensibilità al problema, che ha condotto all'individuazione di metodi di progetto e di tecnologie esecutive sempre più raffinati.

Per accrescere il più possibile le capacità di previsione, resta comunque fondamentale la disponibilità di casi studio relativi ad opere in vera grandezza per le quali si dispone nel dovuto dettaglio di dati geometrici, meccanici e di monitoraggio dei comportamenti.

La presente tesi vuole rappresentare, tra l'altro, un contributo proprio su quest'ultimo aspetto. Vengono riportate, infatti, tutte le osservazioni sperimentali eseguite nel corso di due scavi profondi (stazioni Garibaldi e Municipio) realizzati nell'ambito della Tratta Bassa della Linea 1 della Metropolitana di Napoli.

L'analisi a ritroso attraverso il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D degli spostamenti dei diaframmi di contenimento e delle opere adiacenti misurati ha messo in luce quanto segue:

- L'importanza di adeguate indagini al fine di caratterizzare al meglio i terreni interessati dagli scavi, in particolare la rigidità; a tale proposito le analisi hanno confermato che per i terreni di origine piroclastica (pozzolane) è possibile istituire una proporzionalità diretta tra il modulo di rigidità a taglio  $G_0$  e la resistenza alla punta  $q_c$  misurata mediante prove penetrometriche statiche; il coefficiente di proporzionalità stimato è risultato non inferiore a 10, in analogia a quanto già noto,

ad esempio, con riferimento all'interpretazione del comportamento a bassi livelli di carico (o cedimento) di pali in situazione geotecniche simili;

- La scelta del modello costitutivo assegnato al terreno influenza, come ovvio, i risultati; tale influenza è maggiore se si guarda ai cedimenti a tergo dei diaframmi. Si è però osservato che, pur adottando per il terreno un semplice modello costitutivo elastico-perfettamente plastico, gli spostamenti misurati possono essere riprodotti abbastanza fedelmente se si simula la fase di installazione delle paratie e si tiene conto dei valori di rigidità dei terreni a piccoli livelli di deformazione;
- L'accordo tra i risultati delle analisi ed i dati sperimentali può essere ulteriormente migliorato se si considerano aspetti tipicamente trascurati in fase di previsione, quali gli effetti termici sui vincoli alla testa dei diaframmi.

Oltre alle analisi a ritroso eseguite e alle considerazioni sopra brevemente richiamate, l'insieme delle misure raccolte ha ovviamente consentito di verificare anche l'attendibilità dei metodi empirici di previsione degli spostamenti. In particolare, si è riscontrato come i massimi valori misurati di spostamento ricadono pienamente nei limiti indicati da tali metodi in relazione al tipo di terreno (terreni incoerenti) ed alle altezze di scavo in oggetto.

Una osservazione sicuramente interessante è quella che emerge allorché si raggruppano i dati sperimentali disponibili (inclusi quelli raccolti nella presente attività di ricerca con riferimento alle stazioni della Linea 1) con quelli che hanno costituito la base dei metodi empirici disponibili in letteratura, oramai risalenti a qualche decennio fa, metodi che una volta applicati allo specifico caso sistematicamente comportano una sovrastima degli spostamenti.

Tale sovrastima si ritiene possa essere in larga parte attribuita ad un diverso e più moderno modo di operare da parte dei progettisti e degli esecutori. La disponibilità di:

- metodi di analisi numerica più raffinati che consentono di portare in conto le diverse fasi di scavo conducendo analisi di interazione tra elementi strutturali e terreno (quest'ultimo rappresentato mediante legami costitutivi più completi);
- tecniche di indagine sui terreni più appropriate e mirate alla individuazione dei parametri che l'esperienza mostra giocare un ruolo predominante nella risposta del sistema parete-terreno;
- tecnologie esecutive sempre più affidabili, che comprendono anche controlli sempre più stringenti in fase di esecuzione (basti pensare al monitoraggio in continuo dei



parametri di esecuzione dei pannelli, alle perforazioni guidate per gli ancoraggi, etc.).

A tutto ciò si aggiunge la diversa sensibilità sviluppatasi negli anni e posta alla base delle normative vigenti, il che di fatto determina scelte progettuali tali da dare luogo a spostamenti significativamente minori di quelli prevedibili attraverso i classici metodi empirici.

Seppur, almeno in linea di principio, di tutto quanto sopra elencato si potrebbe tenere debito conto in sede di analisi e/o progettazione, l'esperienza mostra che i comportamenti osservati sono molto spesso peggiori in conseguenza di fattori aleatori che sistematicamente si determinano nel corso della realizzazione di opere di questo tipo.

Un esempio in tal senso è di fatto già stato fornito da Peck (1969) e Clough & O'Rourke (1990). I due lavori, infatti, sono basati sugli stessi dati sperimentali, ma mentre Peck li utilizza senza operare alcuna correzione ma semplicemente elaborando il semplice dato raccolto, Clough & O'Rourke separano la parte di spostamento conseguente alle operazioni di scavo da quella prodotta da altre cause (installazione degli elementi strutturali nel terreno, ancoraggi, venute di acqua indesiderate nello scavo, etc.). Il confronto tra i due metodi, e quindi tra i due insiemi di dati, da luogo, a parità di ogni altra condizione, ad una minore estensione del profilo di subsidenza a tergo della paratia.

Poiché il modo di procedere nella progettazione varia di area geografica in area geografica ed è fortemente condizionata dalle tecnologie disponibili nella specifica zona in considerazione, si ritiene al momento molto difficile poter giungere a conclusioni di carattere generale. Gli sforzi della comunità tecnica e scientifica dovrebbero indirizzarsi verso lo sviluppo di metodi regionali di previsione basati su una armonica combinazione delle esperienze e capacità locali di progettisti e imprese specializzate nel settore.

## BIBLIOGRAFIA

Addenbrooke T.I., A flexibility number for the displacement control and design of multi-propped retaining walls. *Ground Eng.*, 1994, 41-45

Anderson, T. C. (1998). "Anchored deep soil mixed cutoff/retaining walls for Lake Parkway Project in Milwaukee, Wisconsin." Design and construction of earth retaining systems, *Geotech. Spec. Publ. No. 83*, R. J. Finno, Y. Hashash, C. L. Ho, and B. P. Sweeney, eds., ASCE, Reston, Va., 1-13.

Attewell P.B. (1977), Ground movements caused by tunnelling in soil - LARGE GROUND MOVEMENTS AND STRUCTURES, *Cardiff*.

Attewell P.B., Woodman J.P. (1982), Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil - *GROUND ENGINEERING*, Nov.

Attewell, P.B., & Farmer, I.W (1974), Ground deformations resulting from tunneling in London Clay - *CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL*, 11(3).

Bakker, K. J., and Brinkgrieve, R. B. J. (1991). "Deformation analysis of a sheet pile wall using a 2D model." *Proc.*, 10th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 2, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 655-658.

Bauer G.E., Movements associated with the construction of a deep excavation. *Proc. III Int. Conf. Ground Movements and Structures*, Cardiff, 1984, 694-706 (Discussion 870-871 and 876). UWIST, Cardiff, 1984.

Bilfinger, W., Sozio, L. E., Coutinho Jr, A., Rocha, M. A. L., Pentead, J. "Rio de Janeiro: Safe and Economic Cut and Cover Construction using Elliptical Shafts"

Boscardin M.D., Cording E.J. (1989), Building Response to Excavation Induced Settlement - *JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING* ASCE, Vol. 115, No 1 Jan.

Bruskeland, O. (1991). "Oslo—City deep basement with permanent sheet pile walls, high-strength concrete piles." *Proc.*, 4th Int. Conf. on Piling and Deep Found., Deep Found. Inst., London.

Burland J. and Wroth C., Settlement of buildings and associated damage. *Proc. Conf. on Settlement*, 1974, 611-654. Cambridge, Pentech Press

Burland J.B., Broms B.B., de Mello V.F.B (1977), Behaviour of Foundations and Structures - STATE OF THE ART REPORT, SESSION 2, PROCEEDINGS 4TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, Tokyo.

Burland J.B., Wroth C.P. (1974), Settlement of buildings and associated damage. STATE OF ART REPORT. CONF. ON SETTLEMENTS OF STRUCTURES, Cambridge.

Burland, J.B., Standing, J.R., Jardine, F.M. (2001). Assessing of risk of building damage due to tunnelling - lessons from the Jubilee Line Extension, London - *GEOTECHNICAL ENGINEERING MEETING SOCIETY'S NEED*.

Celestino, T. B., Mitsuse, C. T., Casagrande, F., Harada, T., Rocha, H.C., Silvatti, C. "Design and Construction of the Luz Subway Station for the Sao Paulo Subway".

Celestino, T.B., Rocha, H. C., Gonçalves, F. L. "Geotechnical aspects of shaft design and construction in Sao Paulo City".

Chang-Yo, Ou & Bor-Yuan, Shiau (1998), Analysis of the corner effect on excavation behaviors - CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL 35.

Choi, C. S., and Lee, I. K. (1998). "Geotechnical aspects of the Seoul subway." Big digs around the world, Geotech. Spec. Publ. No. 86, J. R. Lambrechts, R. Hwang, and A. Urzua, eds., ASCE, Reston, Va., 44- 62.

CIRIA, Building response to tunneling. Ed. J. Burland, J. Standing and F. Jardine, Thomas Telford Ltd. London 2001, 23-41.

CIRIA, Building response to tunneling. Ed. J. Burland, J. Standing and F. Jardine, Thomas Telford Ltd. London 2001, Vols 1 and 2.

CIRIA, Embedded retaining walls: guidance for economic design. Gaba A.R. et al., CIRIA, London, 2002.

Clough G., Smith E. and Sweeney B. Movement control of excavation systems by iterative design. Proc. ASCE Geotech. Eng, 1989, 2, 869-884.

Clough G.W.& O'Rourke T.D., Constuction induced movements of in situ walls. Proc. Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Special Publication 15, 439-470. Cornell University, 1989.

Clough G.W., Deep Excavations and retaining Structures. Proc. Symp. Analysis and Design of Founds.,Bethlehem, PA, 1975, 417-465.

Clough G.W., Performance of tied back walls. Proc. ASCE Spec.Conf. Performance of Earth and Earth Supported Structures, Lafayette, Indiana, 1972, Vol. 3, 259-264. ASCE, New York, 1972.

Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990), Construction induced movements of in situ walls - PROC. ASCE CONF. ON EARTH RETAINING STRUCTURES, Ithaca. N.Y.

Davies, J., and Henkel, D. (1980). "Geotechnical problems associated with the construction of Charter Station, Hong Kong." Proc., Conf. Mass Transp. in Asia, Mass Transit Railway Corp., Hong Kong.

Day R.W. (2000), Geotechnical Engineer's Portable Handbook, New York, *MacGraw Hill*

Day, P. (1990). "Design and construction of a deep basement in soft residual soils." Proc., Conf. on Des. and Perf. of Earth Retaining Struct., Geotech. Spec. Publ. No. 25, ASCE, New York, 734-746.

Delattre, L., Mespoulhe, L., and Faroux, J. P. (1995). "Monitoring of a cast in place concrete quay wall at the port of Calais." Proc., 4th Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics, ISMES, Milan, Italy, and SGE Ditorali, Padova, Italy, 73-80.

DiBiaggio, E., and Roti, J. A. (1972). "Earth pressure measurements on a braced slurry trench wall in soft clay." Proc., 5th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 1, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 473-483.

El-Nahas, F., and Eisenstein, Z. (1989). "Behaviour of diaphragm walls during the construction of the Cairo Metro." Proc., 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 3, 1483-1486.

El-Nahas, F., and Eisenstein, Z. (1989). "Behaviour of diaphragm walls during the construction of the Cairo Metro." Proc., 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 3, 1483-1486.

Farmer I.W. & Attewell P.B. Ground Movements caused by a bentonite supported excavation in London Clay. *Géotechnique*, 1973, 23, dec.,576-581.

Fernandes, M. M. (1985). "Performance and analysis of a deep excavation in Lisbon." Proc., 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 4, 2073-2078.

Fernie, R., and Suckling, T. (1996). "Simplified approach for estimating lateral movement of embedded walls in U.K. ground." Proc., Int. Symp. Geo Aspects of Underground Constr. in Soft Ground, City University, London, 131-136.

Fernie, R., and Suckling, T. (1996). "Simplified approach for estimating lateral movement of embedded walls in U.K. ground." Proc., Int. Symp. Geo Aspects of Underground Constr. in Soft Ground, City University, London, 131-136.

Fernie, R., Kingston, P., St. John, H. D., Higgins, K. G., and Potts, D. M. (1996). "Case history of a deep stepped box excavation in soft ground at sea front." Proc., Int. Symp. Geo Aspects of Underground Constr. in Soft Ground, City University, London, 123-129.

Gignan, J. P. (1984). "Experimentation d'un rideau de palplanches ancre par tirants actifs." Bull. liaison Lab de Ponts et Ch, Paris, 129(Jan.- Feb.).

Grose, W. J., and Toone, B. H. (1992). "The selection, design and performance of a multi propped contiguous pile retaining wall in Norwich." Proc., Int. Conf. Retaining Struct., Thomas Telford, London, 24-36.

Hansmire, W. H., Russell, H. A., Rawnsley, R. P., and Abbott, E. L. (1989). "Field performance of a structural slurry wall." J. Geotech. Engrg., ASCE, 115(2), 141-156.

Humpheson, C., Fitzpatrick, A. J., and Anderson, M. D. (1986). "The basement and substructure for the new headquarters of the Hong Kong and Shanghai Banking Corporation, Hong Kong." Proc., Instn. of Civ. Engrs., Vol. 80, London, 851-883.

International Conference on: NUMERICAL MODELLING OF CONSTRUCTION PROCESSES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING FOR URBAN ENVIRONMENT, Bochum (Germany) - 2006.

International Conference on: RESPONSE OF BUILDINGS TO EXCAVATION-INDUCED GROUND MOVEMENTS, Imperial College, London- 2001.

IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, IL MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO NELLA PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI SOSTEGNO E DEGLI SCAVI, Perugia - 1997.

IV Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari, Perugia, 1997, Vol I

IV Workshop on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering held at the Department of Geotechnical Engineering (DIG) of the University of Napoli Federico II: CONSTITUTIVE

MODELLING AND ANALYSIS OF BOUNDARY VALUE PROBLEMS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, Napoli - 2003.

Josseume, H., and Stenne, R. (1979). "Etude experimentale d'une paroi moulee ancree quatre nappes de tirants." *Revue Geotechnique Francaise*, Paris, Numero 8 (in French).

Josseume, H., Dellattre, L., and Mespoulhe, L. (1997). "Interpretation par le calcul aux coefficients de reaction du comportement du Rideau de palplanches experimental de Hochstetten." *Revue Geotechnique Francaise*, Paris, Numero 79, 2e trimestre.

Karlsrud, K. (1986). "Performance monitoring in deep supported excavations in soft clay." *Proc., 4th Int. Geo. Seminar, Field Instrumentation and In-Situ Measurement*, Nanyang Technological Institute, Singapore, 187-202.

Karlsrud, K., and Myrvoll, F. (1976a). "Performance of a strutted excavation in quick clay." *Proc., 6th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Karlsrud, K., and Myrvoll, F. (1976b). "Performance of a strutted excavation in quick clay." *Norwegian Geotech. Publ. No. 111, Norwegian Geotech. Inst.*, Oslo.

Kastner, R. (1982). "Excavations profondes en site urbain." *These Docteur des Sciences*, Laboratoire de Geotechnique-Insa Lyon, Lyon, France.

Kastner, R., and Ferrand, J. (1992). "Performance of a cast in situ retaining wall in a sandy silt." *Proc., Int. Conf. Retaining Struct.*, Thomas Telford, London, 237-247.

Kudella, P., and Mayer, P. M. (1998). "Calculation of deformations using hypoplasticity—Demonstrated by the SONY-Centre excavation in Berlin." *Proc., Int. Conf. Soil/Struct. Interaction*, Vol. 1, Darmstadt Technical University, Darmstadt, Germany, 151-164.

L'Amante D., Comportamento di grandi opere di sostegno in area urbana, Università degli Studi di Napoli Federico II, 2009.

Lee, F. H., Yong, K. Y., Quan, K. C. N., and Chee, K. T. (1998). "Effect of corners in strutted excavations: Field monitoring and case histories." *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 124(4), 339-349.

Lee, S. L., Karunaratne, G. P., Lo, K. W., Yong, K. Y., and Choa, V. (1985). "Developments in soft ground engineering in Singapore." *Proc., 11th Int. Conf. Soil Mech. Found Engrg.*, Vol. 5, 1661-1666.

Li, E. S. F., Nyirenda, Z. M., and Pickles, A. R. (1992). "Design and measured performance of diaphragm walls at Waterloo International Terminal." *Proc., Int. Conf. Retaining Struct.*, Thomas Telford, London, 237-247.

Long M., Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations, ASCE J.Geotechnical Engineering, mar 2001.

Long, M. (1997). "Design and construction of deep basements in Dublin, Ireland." *Proc., 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.*, Vol. 2, 1377-1380.

Mair, R.J., Taylor, R.N., Burland, J.B. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. *PROC INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ASPECTS OF UNDERGROUND CONSTRUCTION IN SOFT GROUND*.

Mana A. I. & Clough G.W., Prediction of movements for braced cuts in clay. ASCE J. Geotech. Engrg, 1981, 107, jun., 759-777.

Mandolini, A., Viggiani C., Viggiani G.M.B. (2004), Interazione fra Linee Metropolitane e il tessuto urbano storico e monumentale della città di Napoli - INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA, Trento.

Maquet, J. F. (1981). "Quai en paroi moulée du port autonome du Havre." Bull. liaison Lab de Ponts et Ch, Paris, 113(May-June), 109- 134.

Massad, M. (1985). "Braced excavations in lateritic and weathered sedimentary soils." Proc., 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 4, 2113-2116.

Masuda T., Behavior of deep excavations with diaphragm wall, B. E. Civil Engineering, Hokkaido University, 1982.

Mattos-Fernandes, M. (1985). "Performance and analysis of a deep excavation in Lisbon." Proc., 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 4, 2127-2132.

Meyeroff G.G., Discussion of Skempton and MacDonald's paper. Proc. ICE, 1956, II, No.5, 774.

Meyeroff G.G., Some recent foundation research and its application to design. Struct. Eng., 1953, 31, 151-167.

Monnet, J., Khelif, J., and Biard, C. (1994). "The diaphragm wall—Le Mail—Experimental and numerical study." Proc., 13th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., 839-844.

Morton, K., Leonard, M. S. M., and Cater, R. W. (1980). "Building settlements and ground movements associated with the construction of two stations of the modified initial system of the mass transit railway, Hong Kong." Proc., 2nd Conf. on Ground Movements and Struct., University of Cardiff, Wales, U.K., 788-800.

Murphy, D. J., Woolworth, R. S., and Clough, G. W. (1975). "Temporary excavation in varved clay." J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 101(3), 279-295.

Ng C. & Yan R. Three dimensional modeling of diaphragm wall construction sequence. Géotechnique 1999, 49, No.6, 825-834.

Ng C. et al., An approximate analysis of the three dimensional effects of diaphragm wall installation. Géotechnique, 1995, 45, No. 3, 497-508.

Norwegian Geotechnical Institute (NGI). (1962a). "Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Grønland 1, km 1559." Tech. Rep. No. 1, Oslo.

Norwegian Geotechnical Institute (NGI). (1962b). "Measurements at a strutted excavation, Oslo Technical School." Tech. Rep. No. 2, Oslo.

Nussbaumer, M. F. (1998). "Massive big digging in the center of Berlin." Big digs around the world, Geotech. Spec. Publ. No. 86, J. R. Lambrechts et al., eds., ASCE, Reston, Va., 333-357.

O'Rourke T.D. et al, The ground movements related to braced excavations and their influence on adjacent buildings. US Departement of Transport, 1976, DOT-TST76, T-23

O'Rourke T.D., Ground movements caused by braced excavations. ASCE J. Geotech. Engng, 1981, 107, sept., 1159-1178 (Discussion 1983, 109, mar., 485-487)

Ou C.-Y., Liao J.-T., Cheng W.L. (2000) - Building response and ground movements induced by a deep excavation, Geotechnique.

Ou C.Y., Shiao B.Y., Wang I W. (2000) - Three-dimensional deformation behavior of the Tapei National Enterprise Center (TNEC) excavation case history, Canadian Geotechnical Journal.

Peck R.B. Deep excavations and tunneling in soft ground. VII Proc. Int. Conf. S.M.F.E., Mexico City, 1969, State of the art volume, 225-290. Sociedad de Mexicana de Mecanica de Suelos, Mexico City, 1969.

Peixoto da Silva, M. A. A., Rocha, H. C., Neto, F. R., Ono, J. " Design and excavation aspects for the new alto do Ipiranga tunnel station for the Sao Paulo Metro"

Plaxis 2D Reference Manual Version 8

Poh, T.Y., Chee-Goh, A.T., Wong, I.H. 2001. Ground Movements Associated with Wall Construction: Case Histories. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(12): 1061-1069.

Poulos, H.G., Carter, J.P., Small, J.C. (2001), Foundations and retaining structures - Research and practice - PROC. XV INT. CONF. SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Istanbul.

Puller M. Deep Excavations: a practical manual, 2<sup>nd</sup> edition, 2003

Reynaud P.Y., Mesure des pressions développées une paroi moulée en cours de bétonnage. Bull. De Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1987. May-June, 135-138

Schmertmann J.H., Static cone to compute static settlement over sand. Journ. Soil. Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 96, n. SM3, 1011-1043 (1970).

Skempton A.W. & MacDonald D.H., The allowable settlements of buildings. Proc. ICE, 1957, III, No.5 , 727-784.

Skempton, A.W. and McDonald, D.H. (1956), The Allowable Settlement of Buildings, PROCEEDINGS OF THE INSTITUTE OF CIVIL ENGINEERS, 5(3).

Steiner, W., and Werder, F. (1991). "Performance of a 17 m deep tie back wall under large surcharge loads." Proc., 10th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 2, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 757- 760.

Symons I.F. & Carder D.R., Field measurement on embedded retaining walls, Géotechnique, 1992, 42, No.1, 117-126.

Symons, I. F., Little, J. A., and Carder, D. R. (1988). "Ground movements and deflections of an anchored sheet pile wall in granular soil." Engineering geology of underground structures, Geological Soc. Spec. Publ. No. 5, E. G. Bell, M. G. Culshaw, J. C. Cripps, and M. A. Lovell, eds., 117-127.

Triantafyllidis, Th., Brem, G., and Vogel, U. (1997). "Construction monitoring and performance of the deep basement excavation at Potsdamer Platz, Berlin." Proc., 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 2, 1347-1350.

Ulrichs, K. R. (1982). "Besonderheiten bei der Planung und Ausführung von Baugrubensicherungen." Grundbau-Seminar, Mitteilung aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen Gesamthochschule, Essen, Germany (in German).

Uriel S. and Oteo C. S., Stress and strain beside a circular trench wall. Proc. Int. Conf. S.M.F.E., Tokyo, 1977, Vol.1, 781-788, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977.

Van Tol, A. F., and Brassinga, H. E. (1991). "Evaluation of earth retaining structures." Proc., 13th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 2, 803-808.

Vezinhet, M., Brucy, M., and Balay, J. (1989). "Behaviour of a quay in compressible silts." Proc., 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 3, 1527-1528.

Viggiani C. 2000. Aspetti geotecnici e scelte di progetto. La Metropolitana di Napoli - nuovi spazi per la mobilità e per la cultura. Electa Napoli, 145-153.

Viggiani G., Rampello S. (2002), Modellazione dell'installazione di pannelli di paratia e previsione degli spostamenti nell'intorno di uno scavo, INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA, Napoli.

Viggiani G.M.B. & de Sanctis L. (2006), Geotechnical aspects of underground railway construction in the urban environment: the examples of Roma and Napoli - INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY (IAEG) CONGRESS Nottingham, U.K.

Viggiani G.M.B., de Sanctis L., Mandolini A. (2007), Monitoraggio di scavi: l'esperienza della LINEA 1 della Metropolitana di Napoli - XXIII CONVEGNO NAZIONALE DI GEOTECNICA, Padova.

Wang W.W., Ng C.W.W., Liu G.B. (2005) - Characteristic of wall deflection and ground surface settlement in Shanghai, CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL.

Whittle, A. J., Hashash, Y. M. A., and Whitman, R. V. (1993). "Analysis of deep excavation in Boston." J. Geotech. Engrg., ASCE, 119(1), 69- 90.

Wood, L. A., Maynard, A., and Forbes-King, C. J. (1988). "The instrumentation and performance of an anchored retaining wall." *Instrumentation in geotechnical engineering*, Thomas Telford, London, 137-154.

XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: GEOTECHNICAL ENGINEERING IN URBAN ENVIRONMENTS, Madrid - 2007.

XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, OPERE GEOTECNICHE IN AMBIENTE URBANO, L'Aquila - 2002.